

AVALIAÇÃO DO EFEITO DO FENÓMENO DE EROSÕES LOCALIZADAS NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ESTRUTURAS DE TORRES EÓLICAS *OFFSHORE*

JOÃO TIAGO PEREIRA FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Coorientador: Mestre Tiago João Fazeres Marques Ferradosa

JULHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmã

E vi ainda outra coisa debaixo do sol: os velozes nem sempre vencem a corrida, e nem sempre os fortes vencem a batalha; os sábios nem sempre têm alimento, os inteligentes nem sempre têm riquezas, os que têm conhecimento nem sempre têm sucesso; porque o tempo e o imprevisto sobrevêm-lhes a todos.

Eclesiastes 9:11

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer aos meus orientadores Professor Miguel Castro e Engenheiro Tiago Ferradosa, a oportunidade para desenvolver um trabalho numa área que me desperta curiosidade desde criança. O Professor Miguel, porque para além de ter garantido todo o suporte necessário à realização deste trabalho, também o fez relativamente ao NTIEC e às disciplinas de Estruturas. O Tiago pela transmissão de conhecimentos em duas áreas da Engenharia que me dizem muito, Hidráulica e Geotecnia, e a motivação dada de formas originais, nas situações mais difíceis.

Depois gostaria de agradecer à Engenheira Ana Bento e ao Engenheiro André Furtado e seus colegas da equipa do LESE, pelo apoio que me deram durante a fase dos ensaios laboratoriais. A Ana por ser uma profissional empenhada e responsável, que me deu uma ajuda valiosa na fotogrametria. O André porque, apesar de ter uma agenda muito preenchida, realizou todas as campanhas de medição de frequências planeadas.

De seguida, às pessoas que estiverem comigo diariamente, para além do Tiago, a Engenheira Vanessa Ramos e o Sr. Miguel Guerra, que não se importaram de perder parte do seu tempo para ajudar. Também quero agradecer ao Cláudio Horas, ao Daniel Fazeres e ao João Carneiro pelas ideias dadas na modelação numérica. Não me esqueço da equipa do LEMC, nomeadamente a Engenheira Patrícia e a Irene Rocha.

Por último e não menos importante, aos meus Pais porque viveram tempos difíceis e não tiveram as oportunidades que eu e a minha Irmã tivemos. À minha Irmã, uma rapariga com qualidades muito difíceis de encontrar nos dias que correm. Aos restantes membros da Família, nomeadamente aos meus avós e à minha tia Glória. Aos meus Amigos que estiveram mais perto e que sempre acreditaram que eu posso melhorar. Um agradecimento especial à Júlia Aroso e sua equipa, por ajudarem os estudantes provenientes de outras faculdades.

RESUMO

As energias renováveis assumem uma importância cada vez mais evidente no mercado Europeu. A energia eólica não é exceção, de todas as energias limpas é a que apresenta um crescimento mais sustentado desde o início deste século. A energia eólica *onshore* tem um domínio claro em termos de potência instalada, no entanto a *offshore* apresenta maior capacidade de atração de novos investimentos. O recurso *offshore* é mais abundante, apresenta maior área disponível para a instalação de novas turbinas e tem menor impacto visual e sonoro. Estes fatores traduzem-se num maior potencial energético deste tipo de produção. A energia eólica *offshore* com torres fundadas em monopilar tem futuro em países de baixa orografia, como são os casos da Dinamarca, dos Países Baixos e até mesmo da Bélgica. Em relação a Portugal têm surgido projetos de demonstração e de carácter comercial, como são os casos do *WindFloat*, com recurso a fundações flutuantes e o *DEMOGRAV13*, através de fundações gravíticas.

Entre os diversos tipos de fundação de torres eólicas *offshore*, o monopilar é o que apresenta, largamente, o maior número de instalações na Europa até ao momento. O dimensionamento deste tipo de estruturas acarreta dificuldades, devido à natureza das ações e à complexidade do seu comportamento dinâmico. As erosões localizadas e suas proteções alteram o comportamento dinâmico, podendo colocar em causa a segurança da estrutura. Neste trabalho estuda-se a influência das erosões e suas proteções na segurança estrutural, através de uma modelação compósita, que combina duas vertentes de modelação, uma física e outra numérica. No âmbito do trabalho experimental, simula-se o fenómeno das erosões localizadas, devido ao efeito da agitação marítima, num modelo à escala reduzida. Na componente numérica procede-se à modelação da estrutura, com elementos discretos e contínuos. Posteriormente, para um modelo simplificado de um monopilar encastrado na base, estabelece-se uma relação de semelhança dinâmica entre o modelo e o protótipo, tendo em vista a validação do modelo experimental. Verifica-se neste modelo simplificado que a frequência natural se encontra dentro do intervalo da frequência de funcionamento da turbina.

PALAVRAS-CHAVE: *Offshore*, monopilar, frequência natural, erosões localizadas, proteções.

ABSTRACT

Renewable energies have becoming increasingly evident in European market. Wind energy is not an exception, of all clean energies it is the one that presents the most sustained growth since the beginning of this century. In terms of installed capacity, onshore wind energy presents a clear domain. However, at this stage, offshore wind energy introduces a greater capacity to attract new investments. The offshore resource is the most abundant, it presents the largest available area for the installation of new turbines and it has the lower visual and noise impact. These factors translate into a largest energetic potential of this type of production. Offshore wind energy with monopile foundations has future in countries with low orography, such as Denmark, Netherlands and even Belgium. Regarding Portugal, it has been reported demonstration projects and with commercial character, such as *WindFloat* project, with floating foundations and *DEMOGRAV3* project, with gravity foundations.

Among the many types of foundation for offshore wind turbines, the monopile is the one that presents the largest number of deployed in Europe. The design of this type of structure causes difficulties due to the nature of the environmental loads and the complexity of its dynamic behaviour. Scour and their protections change the dynamic behaviour, which can affect the structural safety. In this work, it is studied the influence of scour and their protections on the structural safety, considering two approaches, an experimental and a numerical one. In the physical modelling work, the scour phenomenon is simulated in at small scale. In the numerical modelling work, the phenomenon is modelled with discrete and continuous elements. Afterwards, it is stablished a similarity relationship between the model and the prototype for a simplified model of bottom fixed monopile, attending to the validation of experimental model. In this simplified model, it is verified that natural frequency is found within the range of the turbine operating frequency.

KEYWORDS: Offshore, monopile, natural frequency, scour, protections.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Contexto, motivação e importância do estudo	1
1.2. Turbinas eólicas offshore	6
1.3. Objetivos	8
1.4. Organização da dissertação	8
2. REVISÃO DA LITERATURA	11
2.1. Introdução	11
2.2. Frequência natural em turbinas eólicas offshore	12
2.3. Estados limite e dimensionamento	27
2.4. Erosões localizadas e suas proteções	28
2.5. Modelos físico e numérico	31
3. TEORIAS E MÉTODOS	33
3.1. Erosões localizadas	33
3.2. Frequência natural	37
3.3. Interação solo-estrutura	40
3.4. Análise dimensional	42
4. TRABALHO EXPERIMENTAL	45
4.1. Introdução	45
4.2. Setup experimental	46
4.3. Materiais e componentes	48
4.4. Procedimento	52
4.5. Testes hidrodinâmicos	53
4.6. Aquisição de dados	55
4.6.1. Alturas de onda	55
4.6.2. Frequência natural	55
4.6.3. Fotogrametria	57
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	59
5.1. Condições experimentais	59
5.2. Frequências esperadas	60
5.2.1. Variação da frequência de acordo com a direção em análise	60
5.2.2. Evolução da frequência com o incremento de massa	60
5.2.3. Evolução da frequência com a altura dos agregados na fundação	60
5.2.4. Evolução da frequência com a água na fundação	61
5.3. Frequências observadas	63
5.3.1. Variação da frequência de acordo com a direção em análise	63
5.3.2. Evolução da frequência com o incremento de massa	65
5.3.3. Variação da frequência devido à presença de água	66
5.3.4. Variação da frequência com a altura dos agregados na fundação	67

5.3.5. Variação da frequência com a erosão e suas proteções.....	67
5.4. Profundidades de erosão observadas	69
6. MODELAÇÃO NUMÉRICA	73
6.1. Objetivos da modelação numérica	73
6.2. Rigidez equivalente do modelo.....	73
6.3. Monopilar fixo na base.....	75
6.3.1. Determinação da frequência no robot.....	75
6.3.2. Determinação da frequência no ansys	77
6.4. Monopilar fixo na base com areia.....	80
6.4.1. Areia como solo de fundação	80
6.4.2. Areia muito compacta	82
6.4.3. Areia compacta	83
6.4.4. Areia medianamente compacta	84
6.4.5. Areia solta	85
6.5. Erosões localizadas vs frequência natural	86
6.6. Proteções face às erosões localizadas vs frequência natural.....	88
6.7. Análise dimensional	89
7. CONCLUSÕES	93
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
ANEXO A	- 1 -

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Capacidade anual instalada e partilha de energias renováveis (Adaptado de [4]).	2
Figura 1.2 – Parque eólico onshore da Terra Fria - Montalegre - PT (Adaptado de [7]).	3
Figura 1.3 – Parque eólico offshore de Robin Rigg - UK (Adaptado de [8]).	3
Figura 1.4 – Financiamento em energia eólica, 2010 - 2016 (Adaptado de [4]).	4
Figura 1.5 – Percentagem da capacidade offshore instalada por país europeu (Adaptado de [9]).	4
Figura 1.6 – Recurso eólico offshore na Europa (Adaptado de [10]).	5
Figura 1.7 – Unidades instaladas por tipo de fundação na Europa até 2016 (Adaptado de [9]).	6
Figura 1.8 – Tipos de fundações fixas de turbinas eólicas offshore: (a) fundação gravítica; (b) fundação jacket; (c) fundação em monopilar; (d) fundação tripod (Adaptado de [17]).	7
Figura 2.1 – Intervalos de frequências naturais em turbinas eólicas offshore (Adaptado de [27]).	12
Figura 2.2 – Perfil típico de erosão em torno de um monopilar à escala reduzida (Adaptado de [20]).	13
Figura 2.3 – Relação entre a frequência natural e a profundidade de erosão (Adaptado de [20]).	14
Figura 2.4 – Geometria do modelo de laboratório (Adaptado de [26]).	15
Figura 2.5 – Mudança da frequência com a erosão: (a) resposta de acelerações nos níveis A e E; (b) evolução da frequência com o sinal representado em (a); (c) evolução da frequência com a erosão (Adaptado de [26]).	16
Figura 2.6 – Geometria das secções transversais testadas: (a) secção rígida; (b) secção com rigidez intermédia; (c) secção flexível (Adaptado de [26]).	16
Figura 2.7 – Propriedades da areia de Blessington: (a) resistência de ponta do ensaio CPT q_c [MPa]; (b) velocidade das ondas de corte v [$m \cdot s^{-1}$]; (c) perfil de elasticidade transversal G_0 [MPa] (Adaptado de [26]).	17
Figura 2.8 – Geometria do modelo de campo (Adaptado de [26]).	18
Figura 2.9 – Resultados para erosão no nível -4 (Adaptado de [26]).	18
Figura 2.10 – Abordagem do Modelo de Winkler. L_p representa o comprimento da estaca, e a excentricidade da ação horizontal e E_{py} a rigidez solo à profundidade y para uma resistência p (Adaptado de [25]).	19
Figura 2.11 – Efeito da erosão na tensão efetiva e deformabilidade do solo. S_L e S_G representam as profundidades de erosão global e local, enquanto que as curvas traduzem a evolução da tensão efetiva e da rigidez do solo com a profundidade (Adaptado de [25]).	20
Figura 2.12 – Superfície de densificação do Solo; (a) cone de densificação ao longo do monopilar; (b) cone de densificação na parte superior do monopilar (Adaptado de [34]).	21
Figura 2.13 - Construção do modelo de elementos finitos 3D: (a) modelo aberto; (b) interação solo-estaca considerando o efeito de longa duração; (c) interação solo-estaca não considerando o efeito de longa duração (Adaptado de [34]).	22
Figura 2.14 – Representação esquemática da turbina eólica offshore considerada no caso de estudo (Adaptado de [34]).	22
Figura 2.15 – Envolvente de tensões e deslocamentos (Adaptado de [34]).	24
Figura 2.16 – Modelo à escala reduzida com atuador. y_c representa a coordenada do centro de rigidez; P_1 , P_2 e P_3 as ações do vento nas pás aplicadas ao nível do eixo da barra, a ação do vento na torre e a ação das ondas e correntes, respetivamente; y_1 , y_2 e y_3 representa as distâncias daquelas forças ao centro de rigidez (Adaptado de [30]).	25
Figura 2.17 – Movimento do ponto com uma massa (Adaptado de [30]).	25
Figura 2.18 – Forças resultantes nas direções x_1 e y_1 (Adaptado de [30]).	26
Figura 2.19 – (a) Acelerações recolhidas; (b) Modos de vibração do sistema (Adaptado de [30]).	26
Figura 2.20 – Mecanismo de erosão em torno da proteção (Adaptado de [21]).	29
Figura 2.21 – Fenómeno de erosão em torno de um cilindro vertical (Adaptado de [21]).	29
Figura 2.22 – Dimensões da proteção em planta, antes da solicitação; D representa o diâmetro do monopilar. (Adaptado de [21]).	30
Figura 2.23 – Evolução do nível de dano na proteção (Adaptado de [21]).	30
Figura 2.24 – Modelos físico e numérico; (a) modelo físico; (b) modelo numérico no ANSYS; (c) modelo numérico no Robot.	32
Figura 3.1 – Interação entre o escoamento e a estrutura (Adaptado de [21]).	34
Figura 3.2 – Erosões localizadas em torno de um monopilar (Adaptado de [48]).	35

Figura 3.3 – Espectros Pierson-Moskowitz e JONSWAP para uma altura de onda de 1.5 m e um período de 5 s (Adaptado de [32]).	36
Figura 3.4 – Fotografia tipo para a construção do modelo experimental.	37
Figura 3.5 – Modelo estrutural para uma torre eólica flexível (Adaptado de [32]).	37
Figura 3.6 – Elementos Finitos: (a) elemento de barra com 2 nós; (b) elemento sólido de 8 nós; (c) elemento de casca com 8 nós (Adaptado de [54]).	39
Figura 3.7 – Transformação de Fourier: (a) domínio do tempo; (b) domínio modal (Adaptado de [55]).	39
Figura 3.8 – Forma do espectro de Frequências para um dado ensaio.	40
Figura 3.9 – Curvas que relacionam o grau de compactação e o ângulo de atrito de areias com o módulo de reação do solo (Adaptado de [57]).	41
Figura 3.10 – Modelo de Winkler e respectivas curvas p-y (Adaptado de [58]).	42
Figura 3.11 – Estaca rígida versus estaca flexível (Adaptado de [58]).	42
Figura 4.1 – (a) Setup experimental e (b) Parque eólico de Horns Rev III (Adaptado de [61]).	46
Figura 4.2 – Planta esquemática do setup experimental: (a) tanque de ondas; (b) canal.	47
Figura 4.3 – Corte longitudinal esquemático do monopilar.	48
Figura 4.4 – (a) Agregados utilizados na proteção; (b) Caixa de madeira com monopilar em perspex (durante a montagem).	49
Figura 4.5 – (a) Sistema de agitação marítimo; (b) Sonda representativa (antes do enchimento do tanque).	49
Figura 4.6 – Acelerômetros com equipamento de apoio e massas no topo do monopilar (antes da realização de medições sem água e com água).	50
Figura 4.7 – Curva granulométrica da areia fina usada como solo de fundação (SP55).	50
Figura 4.8 – Curva granulométrica da brita bruta para a proteção ($D_{50} = 5,5$ mm e $C_u = 1,5$).	51
Figura 4.9 – Curva granulométrica da brita peneirada para a proteção ($D_{50} = 4,5$ mm e $C_u = 1,2$).	51
Figura 4.10 – Curva granulométrica da areia para o filtro da proteção.	52
Figura 4.11 – Ensaio 1: (a) antes do ensaio; (b) durante o ensaio; (c) após o ensaio.	53
Figura 4.12 – Ensaio 2: (a) antes do ensaio; (b) durante o ensaio; (c) após o ensaio.	54
Figura 4.13 – Ensaio 3: (a) antes do ensaio; (b) durante o ensaio; (c) após o ensaio.	54
Figura 4.14 – Corte longitudinal esquemático do monopilar e solo de fundação.	56
Figura 4.15 – Representação da erosão gerada nos cenários: (a) 1; (b) 2 e (c) 3.	58
Figura 5.1 – Massa adicionada ao sistema devido à presença de água (Adaptado de [36]).	61
Figura 5.2 – Estaca solicitada transversalmente: (a) representação esquemática da deformada; (b) diagrama de pressões em torno da estaca [64].	62
Figura 5.3 – (a) Monopilar fixo na base; (b) com altura de água 20 cm.	63
Figura 5.4 – Monopilar fixo na base com altura de areia: (a) 20 cm; (b) 40 cm.	64
Figura 5.5 – Deformadas correspondentes a estacas rígidas e flexíveis (Adaptado de [65]).	65
Figura 5.6 – Variação da frequência com a massa para os cenários descritos.	65
Figura 5.7 – Variação da frequência com a presença de água em torno da estrutura.	66
Figura 5.8 – Variação da frequência com a presença de água em torno da proteção.	67
Figura 5.9 – Variação da frequência devido à altura dos agregados na fundação.	67
Figura 5.10 – Variação da frequência devido às erosões localizadas.	68
Figura 5.11 – Variação da frequência devido às proteções.	68
Figura 5.12 – Fotogrametria após (a.1) 3000 ondas e (b.1) 5000 ondas; Perfil de erosão após (a.2) 3000 ondas e (b.2) 5000 ondas.	70
Figura 5.13 – (a.1) Fotogrametria e (a.2) Perfil de erosão após 3000 ondas com proteção.	71
Figura 6.1 – (a) Monopilar fixo na base e (b) deformada correspondente ao modo fundamental.	76
Figura 6.2 – (a) Monopilar fixo com elementos de casca e (b) deformada correspondente ao modo fundamental.	78
Figura 6.3 – (a) Monopilar fixo com elementos sólidos e (b) deformada correspondente ao modo fundamental.	79
Figura 6.4 – Monopilar com elementos híbridos e deformada correspondente ao modo fundamental.	79
Figura 6.5 – Monopilar fixo na base.	81
Figura 6.6 – Modelo de Winkler e respectiva deformada correspondente ao modo fundamental.	81

Figura 6.7 – Monopilar fixo com solo envolvente: (a) malha; (b) deformada; (c) campo de deslocamentos modais na direção longitudinal.	82
Figura 6.8 – Evolução da frequência com a profundidade de erosão.	88
Figura 6.9 – (a) Protótipo e (b) Modelo.	91
Figura A.1 – Monopilar duplamente apoiado na base.	- 8 -
Figura A.2 – Monopilar simplesmente apoiado na base.	- 8 -

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Recurso vento nos mares europeus para cinco alturas standard (Adaptado de [10]).	6
Tabela 2.1 – Secções transversais testadas por Prendergast.	16
Tabela 2.2 – Resultados experimentais obtidos por Prendergast.	17
Tabela 2.3 – Valores de cálculo das ações consideradas por Sorensen.	19
Tabela 2.4 – Variação da frequência natural do modo fundamental com as erosões e o grau de densificação do solo (Adaptado de [25]).	20
Tabela 2.5 – Propriedades do Solo considerado por Ma.	23
Tabela 2.6 – Comparação entre os resultados dos testes e a simulação numérica de Ma.	23
Tabela 2.7 – Fatores de segurança das ações em ELU [37].	27
Tabela 3.1 – Principais expressões existentes na literatura para a previsão da profundidade de erosão.	33
Tabela 3.2 – Legenda das variáveis da Equação 3.5 e Figura 3.4.	38
Tabela 4.1 – Testes realizados no tanque de ondas.	53
Tabela 4.2 – Resultados registados nas sondas no ensaio 1.	55
Tabela 4.3 – Resultados registados nas sondas nos ensaios 2 e 3.	55
Tabela 4.4 – Frequências naturais monopilar fixo na base com alturas de areia e água iguais a 40 cm e 55 cm.	57
Tabela 5.1 – Condições experimentais para o monopilar fixo na base.	59
Tabela 6.1 – Monopilar fixo na base.	74
Tabela 6.2 – Variáveis do problema de análise estrutural.	76
Tabela 6.3 – Frequência no Robot.	77
Tabela 6.4 – Características elásticas e geométricas dos modelos de casca e de sólido.	79
Tabela 6.5 – Frequência no ANSYS.	80
Tabela 6.6 – Frequências no Robot para areia muito compacta.	83
Tabela 6.7 – Frequências no ANSYS para areia muito compacta.	83
Tabela 6.8 – Frequência no Robot para areia compacta.	84
Tabela 6.9 – Frequências no ANSYS para areia compacta.	84
Tabela 6.10 – Frequência no Robot para areia medianamente compacta.	84
Tabela 6.11 – Frequências no ANSYS para areia medianamente compacta.	85
Tabela 6.12 – Frequência no Robot para areia solta.	85
Tabela 6.13 – Frequências no ANSYS para areia solta.	86
Tabela 6.14 – Evolução da frequência natural com a profundidade da cavidade no Robot.	87
Tabela 6.15 – Evolução da frequência natural com a profundidade da cavidade no ANSYS.	87
Tabela 6.16 – Evolução da frequência natural com a altura da proteção no Robot.	89
Tabela 6.17 – Especificações do protótipo.	89
Tabela 6.18 – Frequência do protótipo.	90
Tabela 6.19 – Frequência do modelo.	90
Tabela A.1 – Frequências naturais do monopilar fixo na base.	- 1 -
Tabela A.2 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com altura de água de 20 cm.	- 1 -
Tabela A.3 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com altura de areia de 20 cm.	- 2 -
Tabela A.4 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com altura de areia de 40 cm.	- 2 -
Tabela A.5 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com alturas de areia e água de 40 cm.	- 3 -
Tabela A.6 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com alturas de areia de 40 cm e água de 55 cm.	- 3 -
Tabela A.7 – Frequências naturais para erosões localizadas após 5000 ondas.	- 4 -
Tabela A.8 – Frequências naturais para erosões localizadas após 3000 ondas.	- 4 -
Tabela A.9 – Frequências naturais para erosões localizadas após 3000 ondas com proteção.	- 5 -
Tabela A.10 – Frequências naturais para proteção peneirada com altura $h = 2 \times D_{50}$.	- 5 -

Tabela A.11 – Frequências naturais para proteção bruta com altura $h = 2 \times D_{50}$	- 6 -
Tabela A.12 – Frequências naturais para proteção peneirada com altura $h = 4 \times D_{50}$	- 6 -
Tabela A.13 - Frequências naturais para proteção bruta com altura $h = 4 \times D_{50}$	- 7 -

NOTAÇÃO E GLOSSÁRIO

ALFABETO LATINO

MAIÚSCULAS

A	Constante empírica de Sumer	[-]
A_I	Ações acidentais	[kN·m ⁻¹]
B	Constante empírica de Sumer	[-]
D	Diâmetro do monopilar	[m]
D_I	Ações de deformação	[kN·m ⁻¹]
D_{50}	Diâmetro médio das partículas	[mm]
E	Módulo de elasticidade longitudinal do elemento	[MPa]
E_I	Ações ambientais	[kN·m ⁻¹]
E_{py}	Módulo de elasticidade longitudinal secante do solo	[MPa]
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do solo	[MPa]
EI	Rigidez flexional do elemento	[N·m ²]
EI_m	Rigidez flexional média do elemento	[N·m ²]
Fr	Número de Froude	[-]
G	Módulo de elasticidade transversal do elemento	[MPa]
G_0	Módulo de elasticidade transversal do solo	[MPa]
G_I	Ações permanentes	[kN·m ⁻¹]
H	Força horizontal aplicada	[MN]
$H_{1/3}$	Altura de onda média do terço superior	[m]
$H_{1/10}$	Altura de onda média do décimo superior	[m]
I	Momento de inércia do elemento	[m ⁴]
ID	Índice de densificação do solo	[-]
I_p	Momento de inércia do monopilar	[m ⁴]
K	Rigidez generalizada	[kN·m ⁻¹]

K_C	Número de Keulegan-Carpenter	[-]
K_i	Constante generalizada de Richardson	[-]
K_{mi}	Rigidez generalizada da mola de Winkler	[kN·m ⁻¹]
K_{solo}	Módulo de reação do solo	[kN·m ⁻³]
L	Unidade fundamental de comprimento	[m]
L_p	Comprimento da estaca	[m]
M	Unidade fundamental de massa	[kg]
N	Número de ciclos de carga	[-]
P	Potência específica do vento	[W·m ⁻²]
P_i	Força resultante generalizada	[N]
Q	Momento fletor aplicado	[MN·m]
Q_I	Ações variáveis	[kN·m ⁻¹]
S	Profundidade de erosão	[m]
$\frac{S}{D}$	Rácio entre a profundidade de erosão e o diâmetro do elemento	[-]
$\left(\frac{S}{D}\right)_{max}$	Rácio máximo entre a profundidade de erosão e o diâmetro do elemento	[-]
S_G	Profundidade de erosão global	[m]
S_L	Profundidade de erosão local	[m]
T	Unidade fundamental de tempo	[s]
$T_{1/3}$	Período de onda médio do terço superior	[s]
V	Força vertical aplicada	[MN]

MINÚSCULAS

a	Expoente da escala de comprimento	[-]
b	Expoente da escala de massa	[-]
b_l	Largura da secção transversal do pilar	[m]
c	Expoente da escala do tempo	[-]
c'	Coesão efetiva das partículas	[kPa]
d_i	Distância generalizada da mola de Winkler à superfície	[m]
d_s	Diâmetro médio dos sedimentos	[mm]
e	Excentricidade da ação horizontal	[m]
f_c	Coefficiente de atrito ao nível do solo	[-]
f_i	Frequência natural generalizada	[Hz]
f_n	Frequência natural aproximada	[Hz]
$f_{n,l}$	Frequência natural do modo fundamental	[Hz]
f_w	Coefficiente de atrito acima do nível do solo	[-]
g	Aceleração da gravidade	[m·s ⁻²]
h	Altura do estrato	[m]
h_l	Altura da secção transversal do pilar	[m]
h_s	Profundidade do cone de densificação	[m]
l	Comprimento do monopilar	[m]
m	Massa do elemento	[kg]
m_i	Incremento de massa generalizado	[kg]
m_{top}	Massa concentrada no topo do elemento	[kg]
n_{molas}	Número de molas de Winkler	[-]
p	Resistência do solo em torno da estaca	[kPa]
q_c	Resistência de ponta do ensaio CPT	[kPa]
u	Velocidade das ondas	[m·s ⁻¹]
u_0	Pressão intersticial	[kPa]

u_c	Velocidade de corte	$[m \cdot s^{-1}]$
u_{esc}	Velocidade de escoamento	$[m \cdot s^{-1}]$
u_{cr}	Velocidade das correntes	$[m \cdot s^{-1}]$
u_m	Velocidade de escoamento acima do fundo	$[m \cdot s^{-1}]$
u_{*cr}	Velocidade de corte máxima	$[m \cdot s^{-1}]$
v	Velocidade das ondas de corte	$[m \cdot s^{-1}]$
w	Frequência angular	$[rad \cdot s^{-1}]$
w_n	Frequência angular generalizada	$[rad \cdot s^{-1}]$
x_l	Eixo cartesiano longitudinal	$[-]$
x_i	Distância generalizada entre molas de Winkler	$[m]$
x_{real}	Constante de Zanke	$[-]$
y	Deformação transversal da estaca	$[-]$
y_l	Eixo cartesiano transversal	$[-]$
y_c	Coordenada do centro de rigidez	$[m]$
y_i	Distância generalizada ao centro de rigidez	$[m]$
z_l	Eixo cartesiano das cotas	$[-]$
z_s	Altura da fase sólida	$[m]$
z_w	Altura da coluna líquida	$[m]$

LETRAS GREGAS

γ	Peso volúmico do material	$[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$
γ_s	Peso volúmico do solo	$[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$
γ_w	Peso volúmico da água	$[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$
ΔV	Variação de volume do solo	$[\text{m}^3]$
δM	Variação da massa da estrutura	$[\text{kg}]$
θ_{cr}	Parâmetro de Shields crítico	$[-]$
μ	Massa distribuída do monopilar	$[\text{kg} \cdot \text{m}^{-1}]$
Π	Constante de Buckingham	$[-]$
ρ_0	Massa volúmica inicial do solo	$[\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}]$
ρ_{max}	Massa volúmica final do solo	$[\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}]$
ρ_s	Massa volúmica do solo	$[\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}]$
ρ_w	Massa volúmica da água	$[\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}]$
σ_v	Tensão total vertical de repouso	$[\text{kPa}]$
σ'_v	Tensão efetiva vertical de repouso	$[\text{kPa}]$
τ_c	Tensão tangencial máxima	$[\text{kPa}]$
τ_{cr}	Tensão tangencial limite	$[\text{kPa}]$
τ_w	Tensão tangencial acima do fundo	$[\text{kPa}]$
ν	Coefficiente de Poisson do material	$[-]$
ν_s	Coefficiente de Poisson do solo	$[-]$
ϕ	Modos de vibração	$[-]$
ϕ'	Ângulo de atrito	$[\circ]$
ϕ_e	Diâmetro exterior da estrutura	$[\text{m}]$
ϕ_i	Diâmetro interior da estrutura	$[\text{m}]$
ϕ_n	Modos de vibração generalizados	$[-]$
ψ	Ângulo de dilatância	$[\circ]$
ψ_0	Coefficiente parcial de segurança	$[-]$

LISTA DE ACRÓNIMOS

API	American Petroleum Institute
CPT	Cone Penetration Test
DNV	Det Norske Veritas
ELA	Estado Limite de Acidente
ELF	Estado Limite de Fadiga
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
LESE	Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural
LEMC	Laboratório de Ensaio de Materiais
NTIEC	Núcleo de Tecnologias de Informação na Engenharia Civil
ISO	International Organization for Standardization
SHRHA	Secção de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO, MOTIVAÇÃO E IMPORTÂNCIA DO ESTUDO

Desde os tempos que antecederam a Revolução Industrial (séc. XVIII) até hoje, a temperatura média global subiu 2 °C [1]. Até ao momento, as alterações climáticas manifestam-se com maiores consequências através da ocorrência de catástrofes naturais que colocam em causa a nossa sobrevivência. Atualmente, nas cidades com maior densidade populacional e elevada dependência dos combustíveis fósseis torna-se particularmente difícil sobreviver com os níveis de poluição registados. Apesar das evidências apresentadas, a existência de um consenso global sobre esta matéria tarda em acontecer, nomeadamente devido às divergências existentes entre as entidades governamentais de cada país. No entanto, os diferentes acordos internacionais têm levado a uma maior consciencialização sobre estes problemas, traduzindo-se, entre outras medidas, num aumento dos investimentos efetuados em energias renováveis.

No que concerne ao continente europeu, tem havido um desinvestimento generalizado em combustíveis fósseis, sendo que, no caso do gás natural, apenas se concretizou numa quebra em termos de capacidade instalada, nos últimos três anos. A queda do gás natural ocorre em paralelo com a redução de investimento estrangeiro na economia russa, resultante da aplicação de sanções por parte dos Estados Unidos [2]. O desinvestimento nesta economia diminui a capacidade da empresa estatal russa *Gazprom*, o principal fornecedor de gás natural da europa, de ter competitividade neste mercado [3]. O investimento nas energias solar e eólica tem apresentado um forte crescimento nas últimas duas décadas. No caso da energia eólica caracteriza-se por ser um crescimento sustentado, durante o mesmo período, com uma potência instalada no ano 2000 de 2300 MW, enquanto que em 2016 foi 12500 MW. Nos últimos quatro anos, as energias solar e eólica apresentam flutuações em termos de capacidade instalada. Pode observar-se pela evolução da curva da Figura 1.1 que a partilha de energia proveniente de diferentes fontes renováveis apresenta um crescimento acentuado, apenas com quedas pontuais a cada cinco anos [4].

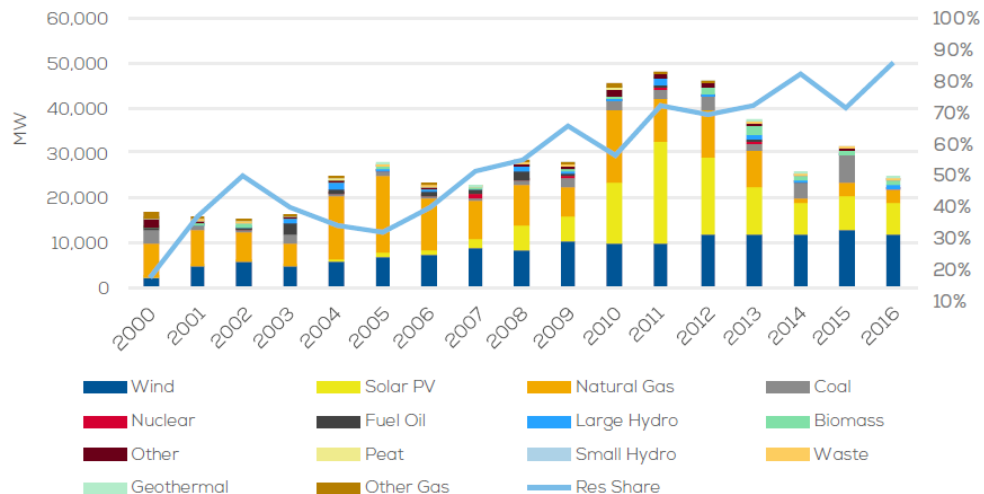


Figura 1.1 – Capacidade anual instalada e partilha de energias renováveis (Adaptado de [4]).

Devido ao facto de as baterias possuírem uma capacidade de armazenamento de energia limitada, têm-se adotado medidas para atenuar esse problema, aproveitando a energia elétrica gerada pelas turbinas eólicas, nas horas em que os custos são mais reduzidos. Durante o período noturno, a produção de energia eólica atinge máximos, enquanto que as solicitações da rede são mínimas. Por isso, aproveita-se a energia eólica gerada naquele período para alimentar os grupos geradores reversíveis das centrais hídricas. Desta forma, reaproveita-se a água turbinada no período diurno. Neste momento, a energia eólica possui um papel extremamente importante no mercado energético, na medida em que produz cada vez mais para a rede, e, por outro lado, fomenta novos investimentos em outras energias limpas, como é caso da hídrica [5]. Para além disso, as fundações de turbinas eólicas colocadas no mar podem acoplar dispositivos conversores de energia das ondas.

Existem dois tipos de turbinas eólicas, as que se encontram fundadas em terra, denominadas *onshore* (Figura 1.2) e as que são instaladas no mar, denominadas *offshore* (Figura 1.3). As *onshore* são concebidas em maior número devido, principalmente, aos custos do método construtivo [4]. No entanto, o mercado *offshore* pode ser interessante devido às seguintes razões:

- A área disponível para a instalação de novos parques eólicos *onshore* é cada vez mais limitada, enquanto que esse problema não existe no caso do *offshore*;
- O recurso vento é mais abundante no mar e apresenta menos oscilações ao longo do tempo, sendo o processo de geração de energia mais eficiente. Por outro lado, os coeficientes de atrito são menores, pelo que as velocidades do vento aumentam, tornando o processo de geração mais produtivo;
- A implantação *onshore* acarreta dificuldades logísticas, nomeadamente ao nível da distância aos locais, as vias de acesso não existem ou são muito condicionadas para a dimensão dos componentes a transportar. No caso do *offshore*, a proximidade dos portos marítimos, associada à maior facilidade de aquisição de meios tecnológicos mais sofisticados, possibilita o transporte dos elementos em navios e a instalação de forma mais eficiente [6];
- No caso do *onshore*, os níveis de ruído proveniente do funcionamento normal das pás das turbinas originam desconforto para as populações mais próximas. Normalmente, os parques eólicos localizam-se próximo de zonas de baixa densidade populacional, onde a

sensação de ruído ainda é maior. Este problema não se coloca no *offshore*, uma vez que os parques se encontram a distâncias consideráveis da costa;

- A presença de turbinas em localizações *onshore* constitui um impacto relevante na paisagem.



Figura 1.2 – Parque eólico *onshore* da *Terra Fria* - Montalegre - PT (Adaptado de [7]).



Figura 1.3 – Parque eólico *offshore* de *Robin Rigg* - UK (Adaptado de [8]).

No que diz respeito à capacidade instalada, desde sempre que o *onshore* ocupa uma posição destacada em relação ao *offshore*. No ano de 2016, o investimento em energia eólica na Europa atingiu 27,5 mil milhões €, uma subida de 5% relativamente ao ano anterior. No entanto, é interessante notar que este crescimento se deve em larga medida ao *offshore*. Este investimento representou 50% em 2015 e 65% em 2016, do total do financiamento europeu em energia eólica, conforme se observa no gráfico apresentado na Figura 1.4 [4]. O elevado investimento demonstra o interesse que os agentes económicos depositam neste mercado.

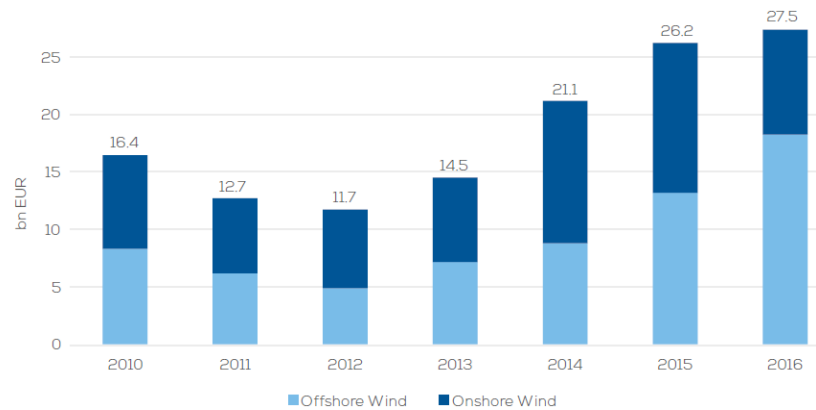


Figura 1.4 – Financiamento em energia eólica, 2010 - 2016 (Adaptado de [4]).

No contexto europeu, os estados que apresentam maior capacidade instalada, a nível *offshore* são o Reino Unido e a Alemanha. A capacidade instalada em cada um deles é cerca de 5 a 7 vezes superior ao aproveitamento hidroelétrico de *Venda Nova III*, no norte de Portugal [5]. A Dinamarca, os Países Baixos e a Bélgica, neste momento apresentam-se como mercados extremamente promissores. Para além da capacidade instalada em energia eólica *offshore* ser cada vez mais relevante, estes países apresentam baixas orografias, o que impossibilita, desde logo aproveitamentos rentáveis nas energias eólica *onshore* e hídrica. A energia eólica *onshore* encontra-se, na maioria dos casos, associada a grandes relevos, onde a intensidade do vento é superior. No caso da energia hídrica, os aproveitamentos localizam-se em vales com grandes desníveis, sendo estes proporcionais à energia gerada. Os mercados emergentes, para além da Espanha, são quatro países com um elevado desenvolvimento tecnológico, a República da Irlanda e três dos países do *Acordo de Kalmar*, portanto a Noruega, a Suécia e a Finlândia. Na Figura 1.5 encontram-se as capacidades instaladas dos estados referidos [9].

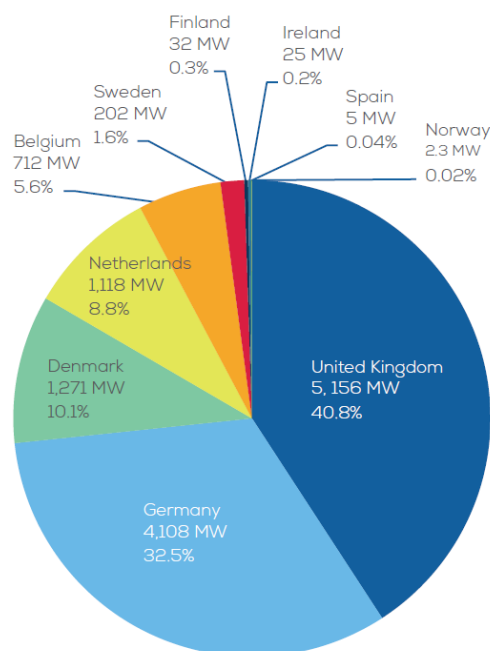


Figura 1.5 – Percentagem da capacidade *offshore* instalada por país europeu (Adaptado de [9]).

A velocidade do vento em zonas costeiras e *offshore*, em todos os países referidos, apresenta valores elevados. Associada a maiores velocidades encontra-se maior potência do vento por unidade de área, sendo esta uma das grandezas que determinam a viabilidade da instalação de turbinas. A Figura 1.6 e a Tabela 1.1 apresentam cinco intervalos de velocidade do vento, representados a cores distintas e a respetiva potência por unidade de área, para cinco níveis de altitude [10]. O potencial de vento nos mares do Norte, da Noruega e Celta é elevado, enquanto que parte do oceano Atlântico, mares Báltico e Egeu e na costa Azul apresentam um potencial relevante. Relativamente à Península Ibérica, o golfo da Biscaia e a zona compreendida entre o cabo Finisterra e o norte da costa ocidental portuguesa são as localizações que se perspectivam mais rentáveis. A costa oeste da Dinamarca, localiza-se na transição entre os níveis superiores de potencial do vento (fronteira entre as cores azul e laranja da Figura 1.6). Nesta zona encontra-se o parque eólico de *Horns Rev III*, que será objeto de estudo neste trabalho.

O crescimento do mercado *offshore*, concretizado com o aumento do investimento nas últimas décadas, origina grandes desafios e dificuldades técnicas dos projetos existentes e de futuro. Um dos problemas diz respeito ao fenómeno de erosões localizadas, que é abordado neste trabalho. No caso de turbinas eólicas *offshore* fundadas em monopilar, as ondas e correntes oceânicas originam cavidades de erosão em torno da fundação, que colocam em causa a segurança da estrutura.

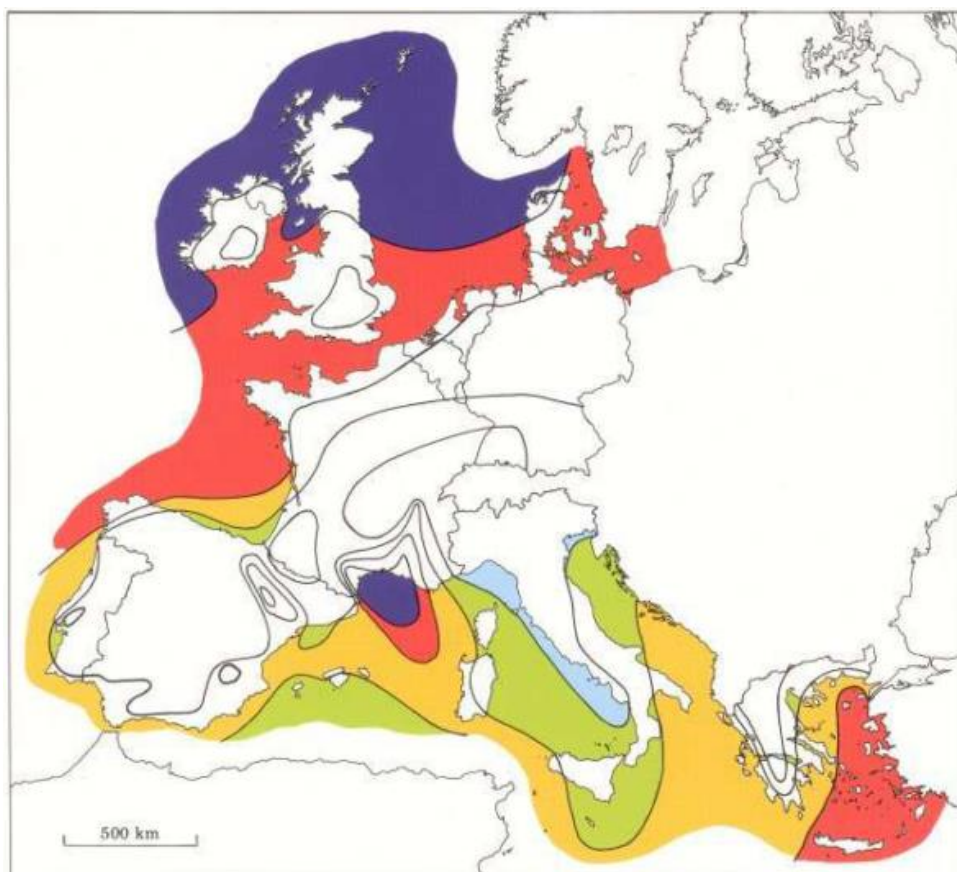


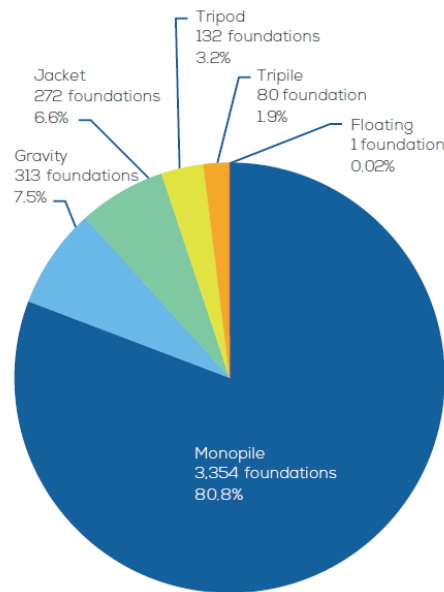
Figura 1.6 – Recurso eólico *offshore* na Europa (Adaptado de [10]).

Tabela 1.1 – Recurso vento nos mares europeus para cinco alturas standard (Adaptado de [10]).

Legenda	H [m]									
	10		25		50		100		200	
Cor	u [m·s ⁻¹]	P [W·m ⁻²]	u [m·s ⁻¹]	P [W·m ⁻²]	u [m·s ⁻¹]	P [W·m ⁻²]	u [m·s ⁻¹]	P [W·m ⁻²]	u [m·s ⁻¹]	P [W·m ⁻²]
	> 8,0	> 600	> 8,5	> 700	> 9,0	> 800	> 10,0	> 1100	> 11,0	> 1500
	7,0-8,0	350-600	7,5-8,5	450-700	8,0-9,0	600-800	8,5-10,0	650-1100	9,5-11,0	900-1500
	6,0-7,0	250-300	6,5-7,5	300-450	7,0-8,0	400-600	7,5-8,5	450-650	8,0-9,5	600-900
	4,5-6,0	100-250	5,0-6,5	150-300	5,5-7,0	200-400	6,0-7,5	250-450	6,5-8,0	300-600
	< 4,5	< 100	< 5,0	< 150	< 5,5	< 200	< 6,0	< 250	< 6,5	< 300

1.2. TURBINAS EÓLICAS OFFSHORE

As turbinas eólicas *offshore* possuem uma estrutura de suporte que estabelece a ligação entre as mesmas e o fundo do mar. Entre as diversas tipologias de fundação adotada, a mais utilizada na Europa é de longe o monopilar, sendo que tanto as fundações gravíticas, como as *Jacket* e *Tripod* já apresentam centenas de unidades (Figura 1.7). A fundação em *Tripile* constitui um total de 80 unidades na Europa, enquanto que ao nível de fundação flutuante existe apenas 1 protótipo, que esteve em fase de testes, ao largo da Aguçadoura, em Portugal. No que diz respeito a novas construções na Europa no ano de 2016, apenas foram escolhidas fundações em monopilar e *Jacket* [9].

**Figura 1.7** – Unidades instaladas por tipo de fundação na Europa até 2016 (Adaptado de [9]).

A escolha da conceção depende de vários fatores, tais como a profundidade de água e a consistência do solo de fundação [8]. Quando estamos perante batimetrias reduzidas, como são os casos do mar do Norte e da costa da Grã-Bretanha [11], a fundação em monopilar torna-se altamente viável, na medida em que, com um único elemento estrutural, transmitem-se os esforços ao solo do fundo marinho. O monopilar é um elemento estrutural em aço com um diâmetro entre os 2,5 m e 5 m, apresentando uma profundidade máxima que pode chegar aos 30 m [12]. Por exemplo, nos parques eólicos de *Horns Rev*, *Scroby Sands* e *Blyth* construíram-se torres eólicas fundadas em monopilar. Para profundidades mais elevadas não se

abandona completamente este tipo de concepção, devido à utilização de monopilares *XL* para profundidades até 50 m [13], de que é exemplo o parque eólico de *Greater Gabbard (UK)*. No entanto, ao aumento da profundidade de água está inerente um acréscimo das solicitações sobre a estrutura, que conduzem por sua vez, à necessidade de aumentar o diâmetro do monopilar [14] e da profundidade de cravação da estaca, de forma a incrementar a rigidez e a resistência do conjunto. As ações neste tipo de estrutura são predominantemente horizontais.

Em relação à fundação gravítica, trata-se de uma tipologia adotada para batimetrias ligeiramente superiores ao monopilar. Estamos perante uma estrutura rígida, na qual o peso próprio garante a estabilidade da mesma, à semelhança do que acontece com os muros gravidade. Os mecanismos de rotura mais prováveis são o derrube da estrutura, o deslizamento e a rotura do solo de fundação [15]. Existe assim, ao contrário do monopilar, uma predominância das ações verticais, sendo estas componentes estabilizadores em relação à ocorrência de eventuais mecanismos. O material mais usado é o betão armado, sendo por isso necessário grandes volumes de material e um elevado tempo de cura do mesmo, antes da instalação desta estrutura, razões pelas quais tem perdido relevância. Um dos projetos pioneiros na Europa em que se concebeu este modelo estrutural foi o *Rodsand II*, localizado ao largo da costa dinamarquesa [8].

As fundações *Jacket* são escolhidas em batimetrias mais acentuadas, em que as profundidades de água podem atingir os 60 m. A principal diferença em relação às restantes é o grau de redundância desta estrutura, apresentando um maior número de ligações superabundantes (grau de hiperestaticidade). O pórtico metálico 3D contraventado é o tipo de estrutura corrente que mais semelhanças tem com as fundações *Jacket*. A rotura de um elemento de barra localizado é o mecanismo de rotura mais comum [16].

As fundações *Tripod* são usadas em profundidades de água que podem chegar aos 35 m, portanto maiores profundidades que o monopilar e menores que as fundações *Jacket*. Ainda há pouca experiência na construção destas estruturas, no entanto, tudo indica que a ligação entre as peças tubulares metálicas seja um fator importante, tanto no projeto como no fabrico destas estruturas. Na plataforma eólica de *Alpha Ventus* existem 6 turbinas cujas fundações apresentam esta tipologia. Na Figura 1.8 ilustram-se os tipos de fundação referidos.

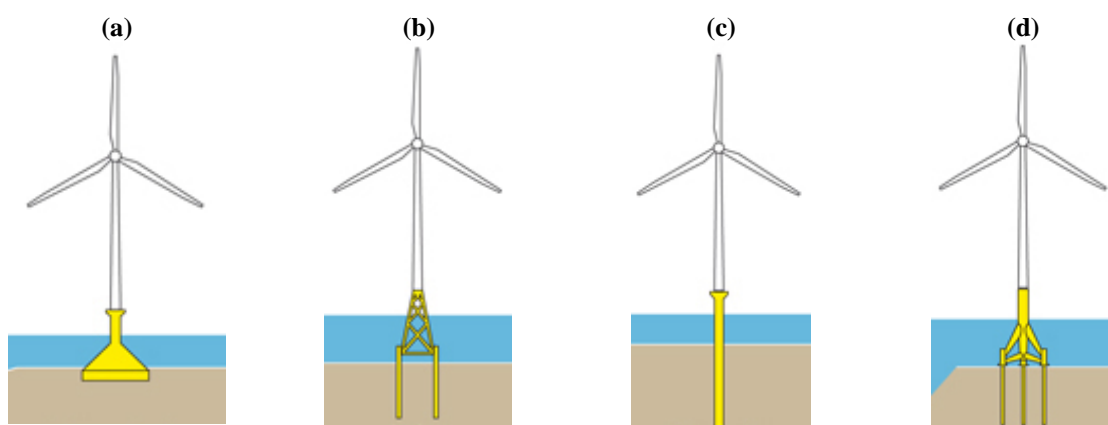


Figura 1.8 – Tipos de fundações fixas de turbinas eólicas offshore: (a) fundação gravítica; (b) fundação *jacket*; (c) fundação em monopilar; (d) fundação *tripod* (Adaptado de [17]).

As fundações descritas são do tipo fixo, no entanto, para profundidades mais elevadas dimensionam-se fundações flutuantes, estabilizadas por cabos amarrados no fundo do mar. A presente dissertação incide

sobre o estudo de um monopilar, baseado num dos modelos aplicado no parque eólico de *Horns Rev III*, na costa dinamarquesa, sendo que informações mais detalhadas sobre outros tipos de fundação podem ser consultados em [18] e [19].

1.3. OBJETIVOS

Os monopilares de torres eólicas *offshore* encontram-se ligados ao solo por intermédio de estacas. Na interface entre estes elementos e o fundo marinho ocorre o fenómeno das erosões localizadas, que atinge profundidades que variam com o diâmetro da estrutura. A profundidade de 2,5 vezes o diâmetro da estrutura é um valor indicativo [20]. Esta profundidade traduz-se num aumento do comprimento livre do monopilar, de tal forma que a frequência natural pode coincidir com a frequência das ações ambientais, levando a estrutura a entrar em ressonância.

A colocação de enrocamento junto ao monopilar minimiza ou elimina o problema das erosões, conforme diversos estudos concluíram [21] e [22]. No entanto, as proteções são muito rígidas, podendo conduzir a um aumento da frequência natural, que em última análise poderá coincidir com a frequência de funcionamento da turbina, levando ao colapso da estrutura.

O principal objetivo deste trabalho é estabelecer, de forma simplificada, a relação entre a altura da proteção face à erosão e a frequência natural da estrutura, num modelo à escala reduzida. Este estudo encontra-se dividido em duas componentes, sendo que a primeira apresenta uma natureza experimental, de avaliação do comportamento dinâmico do monopilar, na qual são testadas, de forma simplificada, as condições marítimas de *Horns Rev III*. A segunda corresponde à modelação numérica com elementos discretos e contínuos que englobam o monopilar, as erosões e suas proteções, tendo em vista a determinação do modo fundamental de vibração do sistema estrutural. Relativamente às proteções, estas ainda não foram alvo de estudos no âmbito da análise estrutural.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação organiza-se da seguinte forma:

- No *Capítulo 1* faz-se o contexto do mercado eólico a nível europeu e são apresentados os vários tipos de fundação fixa, de torres eólicas *offshore*, com especial destaque para o monopilar. No mesmo capítulo encontram-se descritos os principais objetivos desta dissertação;
- No *Capítulo 2* apresentam-se os diversos trabalhos que relacionam o fenómeno de erosão localizada com a frequência natural, através de modelos à escala reduzida. Para além disso, resumem-se os estudos realizados no âmbito do comportamento hidrodinâmico de proteções e de interação solo-estrutura;
- No *Capítulo 3* descrevem-se as teorias e métodos a adotar nos capítulos seguintes. Faz-se a descrição do fenómeno de erosão localizada, as grandezas intervenientes e a relação entre as mesmas. Também se apresentam as teorias base para a modelação do monopilar e do solo envolvente;
- No *Capítulo 4* encontra-se a descrição do trabalho experimental, apresentando-se o *setup*, os materiais e as dimensões dos elementos. Posteriormente, apresenta-se um registo dos resultados dos ensaios no tanque de ondas e das frequências naturais observadas no monopilar;

- No *Capítulo 5* analisam-se os resultados da componente experimental;
- No *Capítulo 6* procede-se à modelação numérica do monopilar e do solo envolvente, recorrendo a duas abordagens distintas. A primeira segue a abordagem de *Winkler* e realiza-se no *software Robot Structural Analysis Professional 2017*, enquanto que na segunda modela-se o conjunto como um meio contínuo no *software ANSYS 18.0*. Estabelece-se ainda a relação entre o modelo e o protótipo para um modelo simplificado;
- Por último, no *Capítulo 7* apresentam-se as principais conclusões e propostas para trabalhos futuros.

2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1. INTRODUÇÃO

O comportamento dinâmico de estruturas *offshore* tem sido um assunto de enorme relevância no estudo destas estruturas, sobretudo em monopilares. As ações a que estas estruturas se encontram sujeitas tem uma natureza predominantemente cíclica. Isto tem levado os diferentes autores a apresentarem trabalhos que relacionam a variação da rigidez ao longo do tempo e o seu impacto nas características dinâmicas da estrutura, nomeadamente em termos de frequência natural de vibração. Os aspetos mais importantes da revisão bibliográfica dizem respeito à influência que as erosões localizadas e suas proteções produzem na frequência natural de vibração de torres eólicas *offshore*.

Após a instalação de um monopilar de uma turbina eólica em alto mar ocorre um aumento da tensão de arrastamento no fundo daquele, devido à criação de vórtices ferradura e de esteira, originados a partir de ondas e correntes [23]. As tensões, quando elevadas, podem, em muitos casos, originar o levantamento das partículas de areia à volta da fundação, formando uma cavidade de erosão em torno desta [20]. A formação de cavidades de erosão é um fenómeno de grande importância, na medida em que existe um aumento do comprimento livre do monopilar, estando inerente a este uma redução no valor da frequência natural da estrutura e uma eventual redução de capacidade para suportar esforços transversos e momentos flectores na base. O valor da frequência natural de vibração deve encontrar-se suficientemente afastado da frequência de funcionamento do rotor da turbina e das ações do vento, ondas e marés (praticamente ação estática), de forma a evitar o fenómeno de ressonância [14]. Apesar das ações referidas apresentarem uma natureza dinâmica, são normalmente consideradas na análise estrutural sob a forma de ações estáticas. Para além disso, o seu carácter é cíclico, sendo por isso de esperar uma degradação da resistência e rigidez, tanto ao nível do monopilar como do solo envolvente. Deste modo, o fenómeno de fadiga deve ser tido sempre em consideração [24].

Diversos autores apresentam modelos numéricos capazes de prever o comportamento conjunto do solo e da estrutura. Alguns desses trabalhos baseiam-se no *Modelo de Winkler* [25], [14] e [19]. A nível experimental existem também diversos trabalhos, de que são exemplo [26], [27] e [28]. O problema das erosões localizadas também é encontrado em meios fluviais, tais como em pilares e encontros de pontes. O controlo da frequência de vibração desses sistemas pode ser feito através de sensores instalados no local. Nos Estados Unidos ocorreram centenas de roturas de pontes, sendo que a causa da maioria ficou a dever-se às erosões localizadas [29]. Em Portugal, o colapso da ponte Hintze Ribeiro em Entre-Os-Rios em 2001 foi um desastre de consequências muito graves, com elevado número de perdas humanas. O principal papel da engenharia é prever e antecipar estas ocorrências, tomando medidas preventivas. A colocação de proteções em zonas de erosão localizada faz-se, na maioria dos casos, recorrendo a enrocamento. Estas têm sido estudadas em termos de comportamento hidrodinâmico [21] e, posteriormente, utilizadas em diversas estruturas offshore, como por exemplo *Horns Rev*, *Scroby Sands* e *North Hoyle* [22]. No entanto, o seu impacto ao nível da frequência natural da estrutura é relativamente desconhecido e, como tal, motivo de incerteza.

Por um lado, as erosões localizadas provocam uma redução da frequência natural de vibração para valores próximos da frequência das ações. Por outro lado, as proteções devem ser dimensionadas, de modo a que a sua rigidez não se traduza num incremento excessivo da frequência natural da estrutura.

Este valor deve encontrar-se afastado da frequência de funcionamento das pás das turbinas [30]. Em ambos os casos, a proximidade entre frequências gera o fenómeno de ressonância, podendo levar ao colapso da estrutura.

Neste trabalho não se considera o amortecimento, uma vez que os valores recolhidos nos ensaios experimentais apresentaram grande variabilidade. No entanto, pode-se medir o valor deste importante parâmetro numa estrutura e introduzi-lo num modelo numérico [31]. Tendo em conta os efeitos aerodinâmicos e hidrodinâmicos é possível determinar indiretamente o amortecimento da estrutura. Shirzadhe fez a análise de dados experimentais recolhidos a partir de torres eólicas instaladas no mar da Bélgica, comparando estes com os resultados obtidos de um modelo numérico aeroelástico. Desta forma foi possível validar o valor do amortecimento estimado durante a campanha. Na Figura 2.1 observa-se a gama de valores de frequência para os quais a estrutura se encontra em segurança. O intervalo *Soft-Soft* é aquele em que se encontra a frequência da ação de ondas. O funcionamento do rotor *1P* apresenta valores de frequência ligeiramente superiores, enquanto que o funcionamento das pás *3P* tem valores mais elevados. O extremo superior *Stiff-Stiff* ocorre no caso de fundações excessivamente rígidas. O intervalo de dimensionamento recomendado é o *Soft-Stiff*, dado que garante a não ocorrência de ressonância [16].

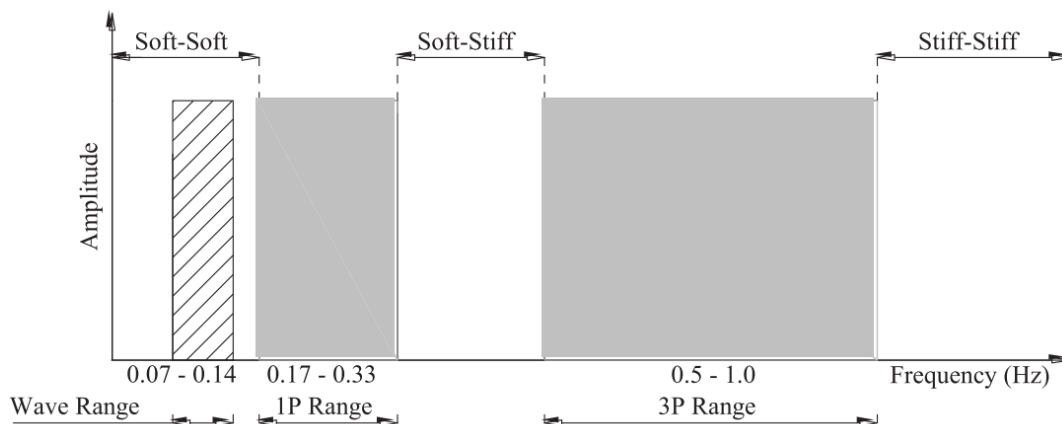


Figura 2.1 – Intervalos de frequências naturais em turbinas eólicas *offshore* (Adaptado de [27]).

2.2. FREQUÊNCIA NATURAL EM TURBINAS EÓLICAS OFFSHORE

O estudo da frequência natural de monopilares de torres eólicas *offshore* é determinante por várias razões. Permite garantir a segurança da estrutura face à rotura, ou seja, manter o valor da frequência natural dentro do intervalo *Soft-Stiff*, indicado na Figura 2.1. Recorrendo aos meios tecnológicos disponíveis é possível monitorizar a frequência natural das estruturas, de forma relativamente expedita, obtendo indiretamente a rigidez e a resistência, num dado momento, do ciclo de vida útil. Conhecer a rigidez permite controlar o estado de degradação dos componentes estruturais e a deformabilidade dos elementos de suporte, garantindo deformações controladas, que não coloquem em causa a estabilidade e o desempenho das turbinas. Tal como se refere no Capítulo 1, o monopilar é o tipo de estrutura de suporte adotada mais frequentemente em turbinas eólicas *offshore*. Este facto contribui decisivamente para que a comunidade científica tenha efetuado diversos estudos sobre o comportamento deste tipo de estruturas. A interação solo-estrutura é um fenómeno físico complexo, para além dos modelos numéricos existentes não serem consensuais e universais.

Os trabalhos de *Tempel* [20] e [32] são pioneiros no que diz respeito ao dimensionamento dinâmico de monopilares *offshore*, tendo sido estudado pelo autor, com especial enfoque, o fenómeno das erosões localizadas. Na Figura 2.2 encontra-se o perfil típico de erosão, num modelo à escala reduzida, após a simulação experimental de uma tempestade. Registaram-se os valores das frequências naturais, desde a ausência de erosões até à profundidade de erosão igual a $2,5D$, em que D representa o diâmetro do monopilar.



Figura 2.2 – Perfil típico de erosão em torno de um monopilar à escala reduzida (Adaptado de [20]).

As erosões localizadas afetam o dimensionamento de turbinas eólicas de três formas:

- A redução da resistência lateral mobilizável pelo monopilar, o que leva à necessidade de estacas mais longas;
- O aumento do comprimento livre da consola, implicando desta forma uma redução da rigidez lateral e consequentemente redução de frequência, contribuindo para uma maior probabilidade de ocorrência de danos por fadiga;
- A cavidade de erosão desprotege os cabos da energia, permitindo que estes oscilem livremente e se danifiquem mais facilmente.

De forma a controlar os aspetos acima referidos, *Tempel* estabelece uma relação entre a profundidade de erosão e a frequência natural, como se pode observar na Figura 2.3. Nos diversos estudos e normas existentes, não se relaciona diretamente a profundidade de erosão com a frequência, mas sim o rácio entre a profundidade e o diâmetro do pilar com aquele parâmetro. A razão para esta consideração, deve-se ao facto de a maior ou menor erosão em torno destes elementos depender do seu diâmetro.

O autor conclui que para a relação $1,8D$, a frequência natural entra no intervalo $1P$, ou seja, a frequência de funcionamento do rotor, passando o sistema a entrar em ressonância. Por esta razão, no dimensionamento da estrutura deve-se garantir que a frequência natural se encontra suficientemente afastada da frequência de funcionamento [32].

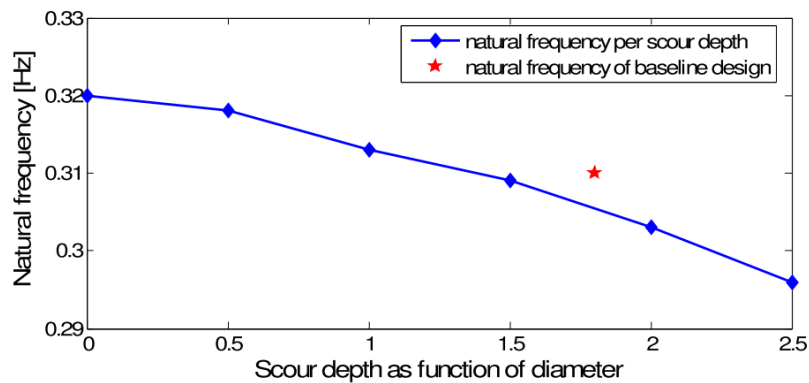


Figura 2.3 – Relação entre a frequência natural e a profundidade de erosão (Adaptado de [20]).

Os trabalhos de *Prendergast* [26], [27] e [28] aplicam o estudo das frequências naturais a erosões localizadas em torno de pilares, tanto ao nível da engenharia de pontes como da engenharia *offshore*. As causas das cavidades de erosão, ao nível estrutural, são as mesmas em ambos os tipos de estruturas, uma vez que o diâmetro é a única grandeza do elemento vertical que intervém no desenvolvimento do fenómeno, tal como se pode observar na Equação 3.4 do Capítulo 3. A única diferença do ponto de vista ambiental é que as tensões no mar são induzidas pelas ondas e correntes oceânicas, embora os mecanismos de turbulência sejam os mesmos [13].

As diferenças fundamentais observam-se nas consequências, dado que num monopilar de uma torre eólica *offshore*, a partir do momento em que ocorre o mecanismo de erosão do solo, não ocorre redistribuição de esforços, devido à condição de isostaticidade. Em relação ao pilar de uma ponte, independentemente do tipo de concepção escolhida, a redução da reação do solo, devida a erosões ou assentamentos de apoio, implica redistribuição de esforços, uma vez que a estrutura é frequentemente hiperestática.

As turbinas eólicas apresentam a desvantagem de, na eventual perda de uma das reações de apoio, entrarem em colapso, enquanto que numa ponte, após a perturbação, o dano é redistribuído pelos vários elementos, em especial pelas vigas sobre a forma de corte. A ponte Hintze Ribeiro trata-se de um caso diferente, devido ao facto dos elevados caudais registados, associados a comportamentos de risco, terem acelerado o fenómeno das erosões localizadas, até à base do caixão de fundação de um dos pilares. Desta forma, o pilar deixou de ter reação do solo, entrando em rotura e implicando que a viga contínua e o tabuleiro funcionassem como um mecanismo [33].

Na Figura 2.4 representa-se a geometria do modelo usado por *Prendergast*, no qual se efetuaram estudos relativos à variação da frequência natural com a profundidade de escavação, em torno de um pilar em aço. Este foi colocado numa caixa metálica com 1 m³ de volume, embebido numa matriz de solo arenosa, sendo a sua secção transversal tubular, com as dimensões indicadas no corte da Figura 2.4. O módulo de elasticidade do pilar é $2 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$, enquanto que a areia apresenta um peso volúmico de 20 kN/m³ e um grau de compactação próximo dos 100%. O sistema possui massa distribuída, devido ao peso próprio do elemento estrutural, contendo apenas um acelerómetro no topo. O processo consistiu em registar as acelerações instantâneas, devidas à aplicação de um impulso na parte superior do pilar, para os vários níveis de areia, a uma distância múltipla de d em relação ao nível inicial, conforme se pode observar na Figura 2.4. Posteriormente, as acelerações foram convertidas em frequências, através de uma transformada de *Fourier*.

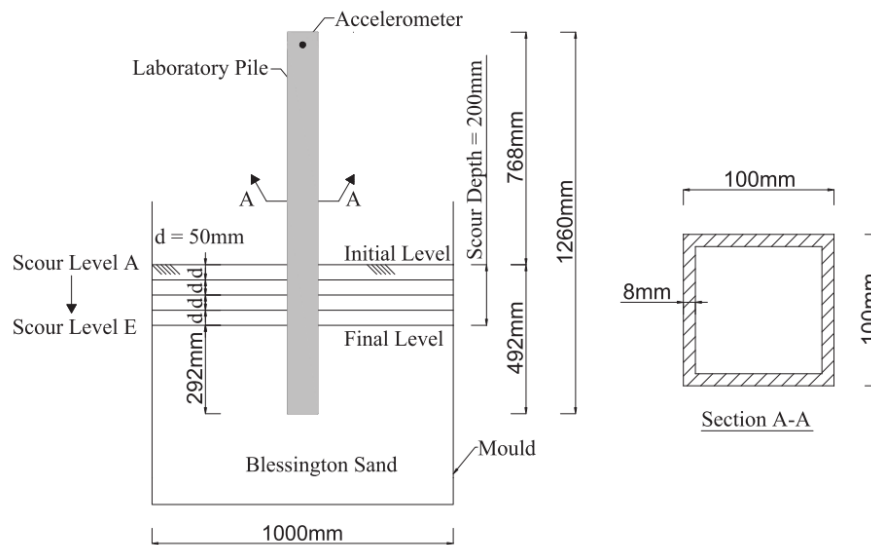


Figura 2.4 – Geometria do modelo de laboratório (Adaptado de [26]).

A Figura 2.5 representa a relação entre a profundidade de escavação e a frequência natural do pilar, desde o início da medição das acelerações instantâneas, enquanto que na Tabela 2.2 se encontra o quadro resumo com os resultados. Para além da secção transversal acima indicada, testaram-se mais duas secções, estando as suas características geométricas e elásticas indicadas na Tabela 2.1 e Figura 2.6. Pode-se concluir que a presença de água só afeta a frequência natural nos elementos flexíveis ou com rigidez intermédia.

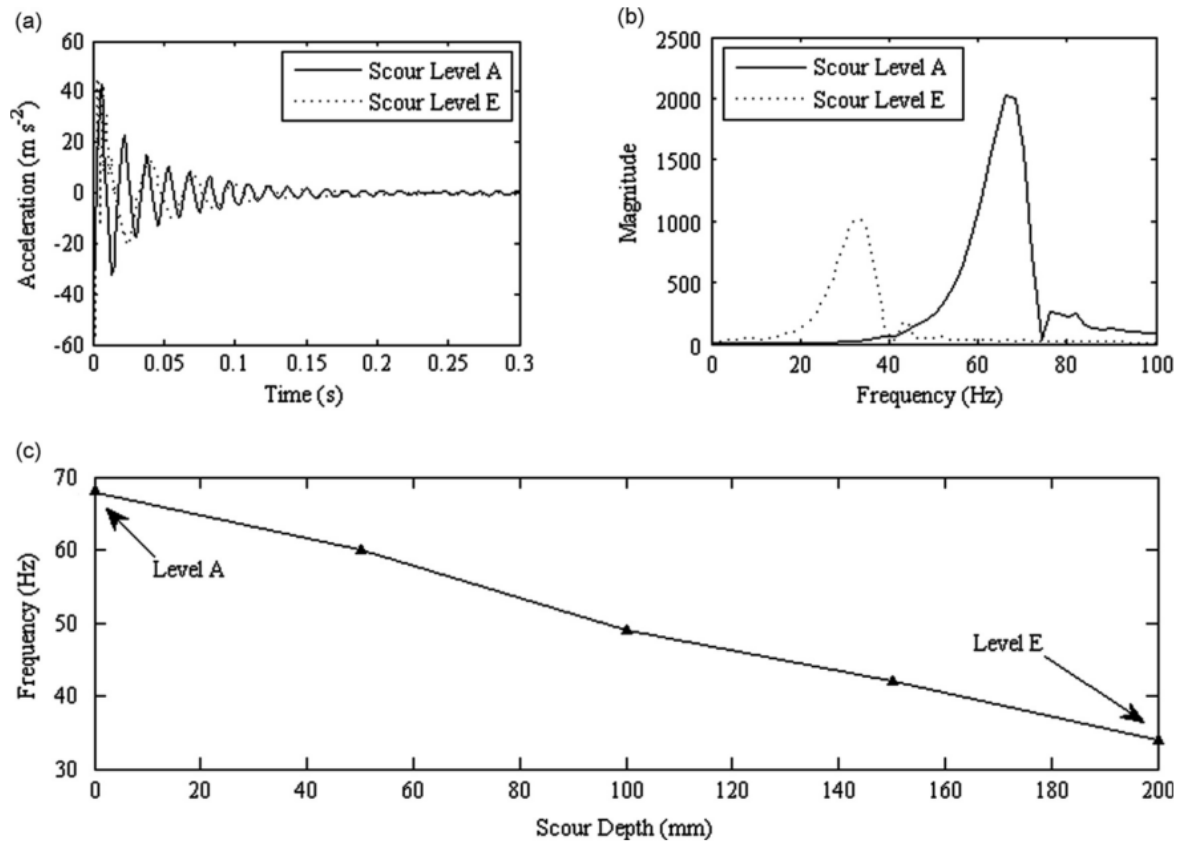


Figura 2.5 – Mudança da frequência com a erosão: (a) resposta de acelerações nos níveis A e E; (b) evolução da frequência com o sinal representado em (a); (c) evolução da frequência com a erosão (Adaptado de [26]).

Tabela 2.1 – Secções transversais testadas por *Prendergast*.

Secção	Comprimento [m]	Largura [m]	Profundidade [m]	Espessura [m]	Rigidez à flexão [N·m ²]	EI/L [N·m]
Rígida	1,26	0,1	0,1	0,0080	$8,37 \times 10^5$	$6,64 \times 10^5$
Medianamente rígida	1,26	0,1	0,05	0,0060	$1,28 \times 10^5$	$1,01 \times 10^5$
Flexível	1,26	0,1	-	0,0065	$4,58 \times 10^2$	$3,63 \times 10^2$

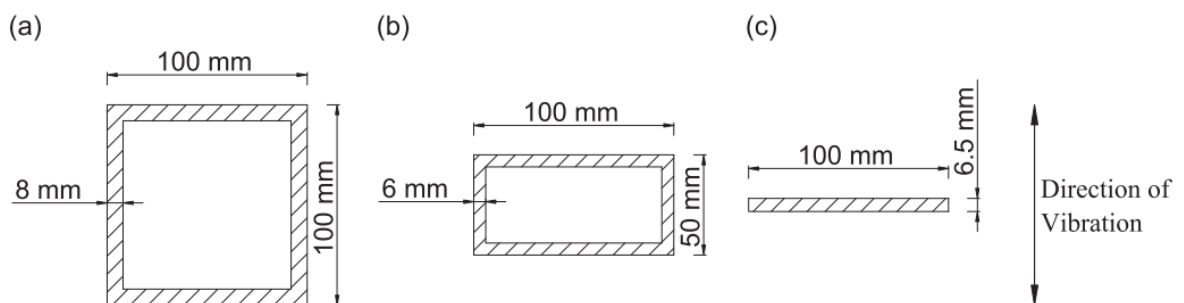


Figura 2.6 – Geometria das secções transversais testadas: (a) secção rígida; (b) secção com rigidez intermédia; (c) secção flexível (Adaptado de [26]).

Tabela 2.2 – Resultados experimentais obtidos por *Prendergast*.

Secção	Frequência analítica consola [Hz]	Frequência média no ar \pm desvio padrão [Hz]	Frequência média na água \pm desvio padrão [Hz]	Mudança da frequência com água [%]
Rígida	67,1	64,90 \pm 1,23	64,70 \pm 1,04	0,3
Medianamente rígida	35,0	28,81 \pm 0,17	27,10 \pm 0,07	6,0
Flexível	3,3	3,052 \pm 0,000	2,81 \pm 0,00	8,0

Mais recentemente, o mesmo autor [27] procedeu ao estudo das mesmas grandezas, desta vez realizando um trabalho de campo, no Colégio Universitário de *Dublin*, sendo as areias usadas provenientes da localidade de *Blessington*, localizada a 25 km da capital irlandesa. O procedimento consistiu em registar as acelerações instantâneas, recorrendo a 4 acelerómetros, sendo aplicado o impulso recorrendo a um martelo modal. Neste caso existe uma maior discretização dos níveis de erosão considerados, para além do sistema ter dimensões de protótipo (indicadas em mm), conforme se pode observar na Figura 2.8. Os perfis de elasticidade transversal, resultantes da relação entre esta grandeza, quer com a resistência de ponta do ensaio *CPT*, bem como a velocidade das ondas transversais, encontram-se representados na Figura 2.7.

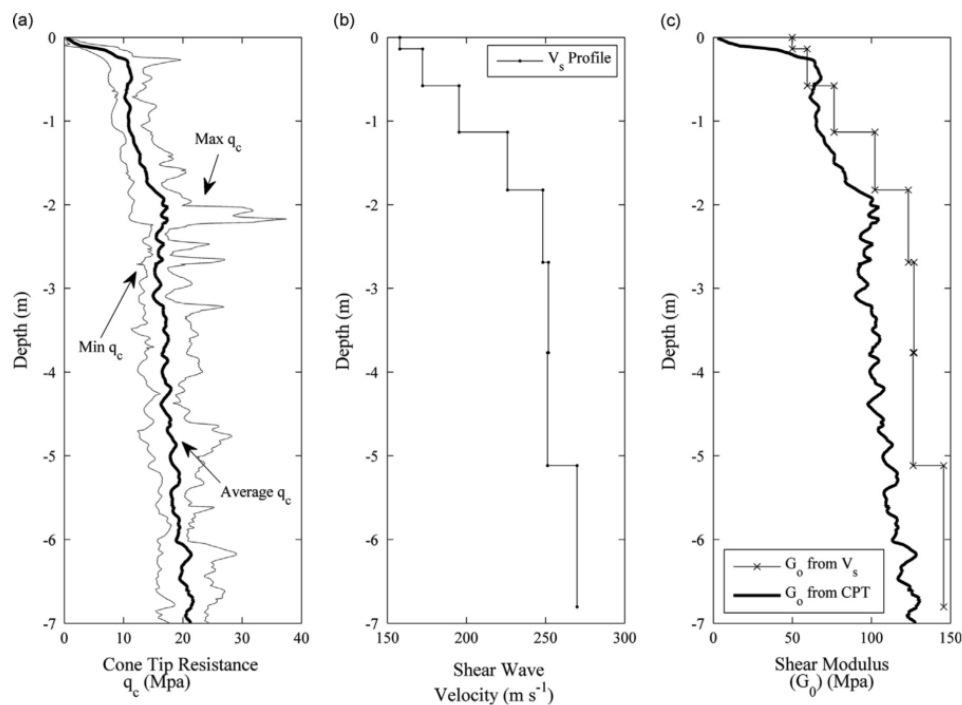


Figura 2.7 – Propriedades da areia de *Blessington*: (a) resistência de ponta do ensaio *CPT* q_c [MPa]; (b) velocidade das ondas de corte v [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]; (c) perfil de elasticidade transversal G_o [MPa] (Adaptado de [26]).

Tal como se pode observar na Figura 2.8, a geometria do sistema apresenta valores da mesma ordem de grandeza dos protótipos concebidos em turbinas eólicas *offshore*. A construção de um sistema nestas condições não se encontra ao alcance de todas as equipas de investigação, nomeadamente a nível económico, logístico e tecnológico. No entanto conduz a resultados mais fiáveis e comparáveis com estruturas existentes, devido à maior facilidade em controlar erros de escala.

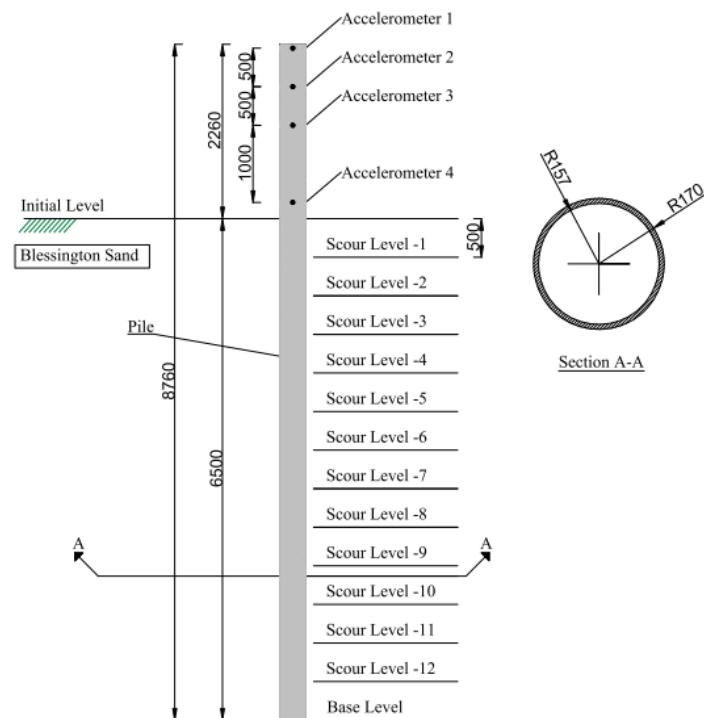


Figura 2.8 – Geometria do modelo de campo (Adaptado de [26]).

O autor fornece os resultados do ensaio correspondente ao nível de erosão -4, comparando o valor da frequência obtido nestas condições com o teórico de uma consola de 2,26 m. Tal como previsto, e por observação da Figura 2.9, a redução da frequência é clara, dado que no caso teórico, admite-se que o solo é infinitamente rígido.

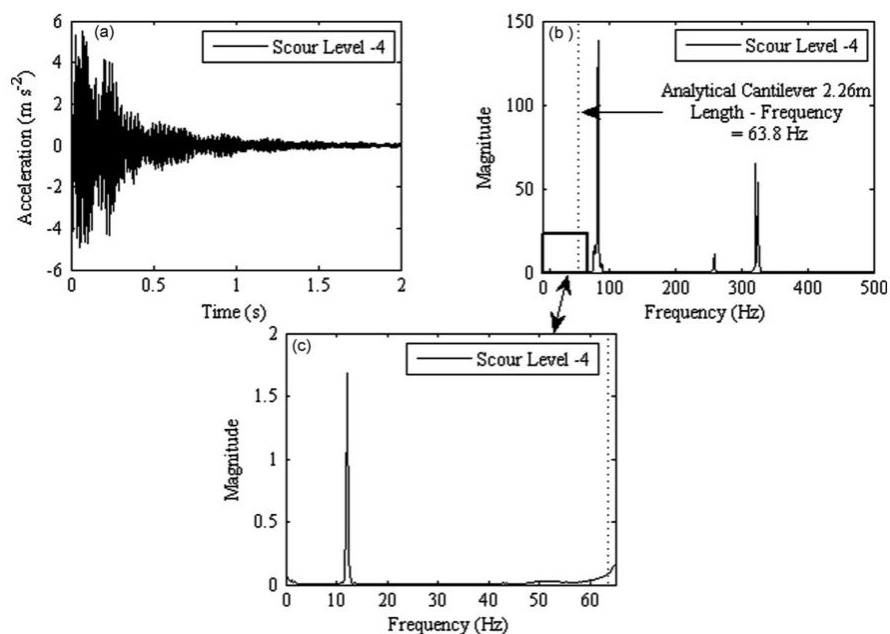


Figura 2.9 – Resultados para erosão no nível -4 (Adaptado de [26]).

A nível numérico aplica-se, tanto no trabalho laboratorial como no de campo, o *Modelo de Winkler*, ou seja, modela-se a areia com recurso a molas horizontais discretas, de forma a simular a rigidez da mesma.

A aplicação desta abordagem de modelação pode ser generalizada a argilas, tal como se pode encontrar no trabalho de [18]. As erosões consideram-se através da remoção das molas correspondentes a cada nível de erosão, obtendo-se desta forma a redução da frequência natural prevista [26].

O trabalho seguinte caracteriza-se por apresentar as teorias que estão na génese no fenómeno de erosão, bem como uma componente numérica, na qual se aplica o *Modelo de Winkler*. O sistema em análise corresponde ao monopilar tipo do parque eólico *offshore* de *Horns Rev I* na costa dinamarquesa, semelhante ao caso de estudo que se considerou neste trabalho. As características geométricas, mesmo sendo simplificadas, encontram-se muito próximas das reais, tal como as diferentes camadas de areia que constituem o solo de fundação. Trata-se de uma análise estática, estando os valores de cálculo das ações indicados na Tabela 2.3, sendo apenas consideradas as ações horizontais e os momentos fletores na aplicação do *Modelo de Winkler*, representado na Figura 2.10.

Tabela 2.3 – Valores de cálculo das ações consideradas por *Sorensen*.

	N	Q [MN·m]	H [MN]	V [MN]
ELU	1	95	4,6	5
ELS	10^7	28	1,4	5

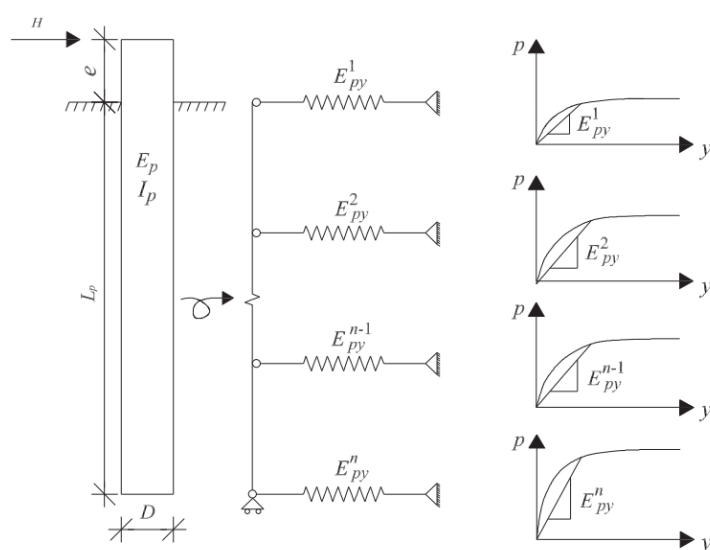


Figura 2.10 – Abordagem do *Modelo de Winkler*. L_p representa o comprimento da estaca, e a excentricidade da ação horizontal e E_{py} a rigidez solo à profundidade y para uma resistência p (Adaptado de [25]).

No *Modelo de Winkler*, a componente do monopilar que se encontra enterrada (estaca) é modelada como uma viga num meio elástico (*Euler-Bernoulli*), enquanto que a interação entre esta e o solo é garantida através da colocação de molas discretas. A rigidez destas é obtida com base em curvas p - y , em que p representa a resistência do solo em torno da estaca e y o deslocamento transversal da mesma.

Na Figura 2.11 encontra-se representada a relação entre as erosões locais e globais e as características de resistência e de deformabilidade do solo. Observa-se uma redução da tensão efetiva devida à remoção da camada superior do estrato, que por sua vez conduz a um aumento da deformabilidade do maciço. A rigidez considerada nas molas do modelo será inferior à que seria considerada na ausência de erosões.

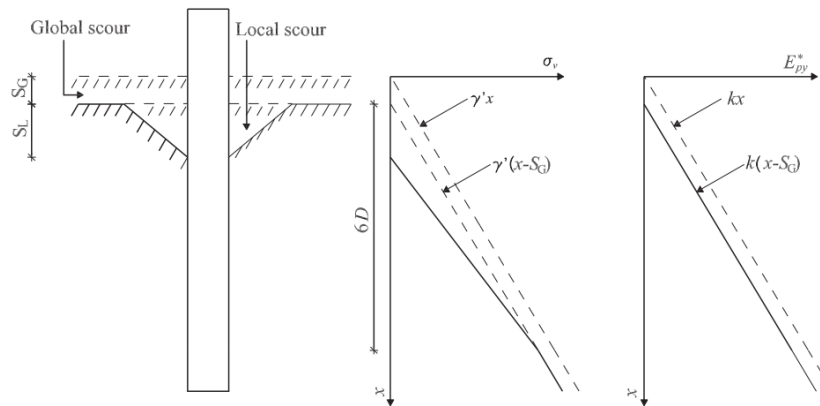


Figura 2.11 – Efeito da erosão na tensão efetiva e deformabilidade do solo. S_L e S_G representam as profundidades de erosão global e local, enquanto que as curvas traduzem a evolução da tensão efetiva e da rigidez do solo com a profundidade (Adaptado de [25]).

Na Tabela 2.4 registam-se os resultados das frequências naturais ($f_{n,1}$) do modo fundamental e a sua variação com a profundidade de erosão (S/D) e índice de densificação do solo (ID). O valor da frequência diminui à medida que aumenta a profundidade de erosão e aumenta à medida que o solo se encontra mais denso, o que fisicamente faz sentido. A densidade do solo está sempre relacionada com a profundidade de erosão, uma vez que quanto maior é a altura de um estrato, maior é o grau de confinamento num ponto, a uma dada profundidade [25].

As erosões localizadas provocam uma diminuição da frequência natural, concluindo-se que esta variação deve ser considerada no dimensionamento de monopilares. No caso de não se colocarem proteções face às erosões, torna-se necessário fazer um reforço significativo das secções transversais, de forma a incrementar a rigidez. Estes fatores devem ser tidos em conta nos estados limite último (ELU) e de fadiga (ELF) [21].

Tabela 2.4 – Variação da frequência natural do modo fundamental com as erosões e o grau de densificação do solo (Adaptado de [25]).

	$S/D = 0$	$S/D = 1,3$	$S/D = 0,05$ $ID = 0\%$	$S/D = 0,05$ $ID = 65\%$	$S/D = 0,05$ $ID = 80\%$	$S/D = 0,63$ $ID = 0\%$	$S/D = 0,63$ $ID = 65\%$	$S/D = 0,63$ $ID = 80\%$
$f_{n,1}$ [Hz]	0,293	0,279	0,281	0,288	0,290	0,280	0,285	0,286
Variação [%]	0,000	-5,056	-4,364	-1,671	-1,125	-4,569	-2,966	-2,591

O grau de densificação do solo à volta do monopilar, devido à natureza cíclica das ações não foi considerado nesta dissertação. Trata-se de uma análise complexa, na qual se considera uma rigidez mais elevada na interface entre o monopilar e o solo, sendo este aspeto importante em solos arenosos soltos, na medida em que as vibrações originam maior compactação das partículas. Na Figura 2.12 ilustra-se a superfície de compactação do solo em torno do monopilar [34]. O mesmo autor construiu um modelo à escala reduzida e efetuou o seu cálculo numérico no *software ABAQUS*. Posteriormente, modelou a estrutura com dimensões reais e o solo como meio contínuo e regista os resultados. No referido trabalho, comparam-se deslocamentos transversais do elemento, considerando ou não, a ação cíclica de longa duração Figura 2.13 – (b) e (c). Para o primeiro caso as características do solo introduzidas no *software* encontram-se de acordo com a proposta [35], descrita nas Equações (2.1) e (2.2).

$$h_s = \frac{6 \Delta V}{5\pi D^2} \quad (2.1)$$

$$\Delta V \approx \frac{31}{27} \pi D^2 L \left(1 - \frac{\rho_0}{\rho_{max}} \right) \quad (2.2)$$

A estrutura foi solicitada com 5 milhões de ciclos, sendo h_s a profundidade do cone de densificação, ΔV a redução de volume inerente à mesma, ρ_0 e ρ_{max} as densidades inicial e final do solo e, por último, D e L o diâmetro e comprimento do monopilar, respectivamente.

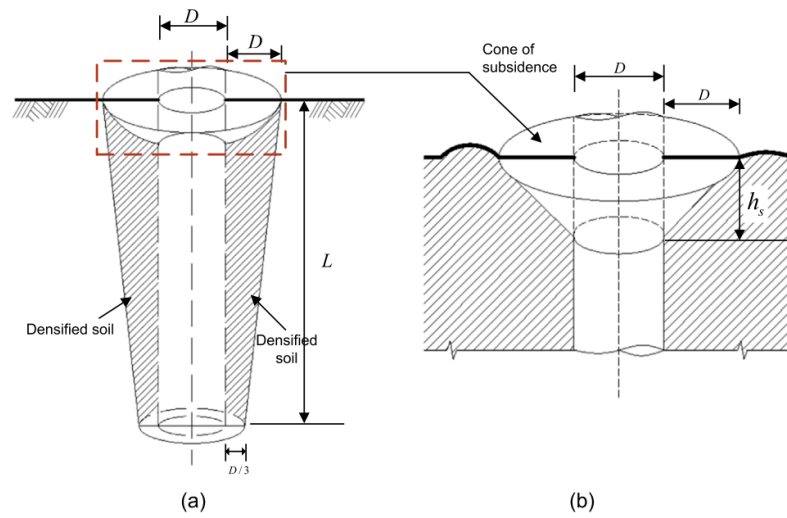


Figura 2.12 – Superfície de densificação do Solo; (a) cone de densificação ao longo do monopilar; (b) cone de densificação na parte superior do monopilar (Adaptado de [34]).

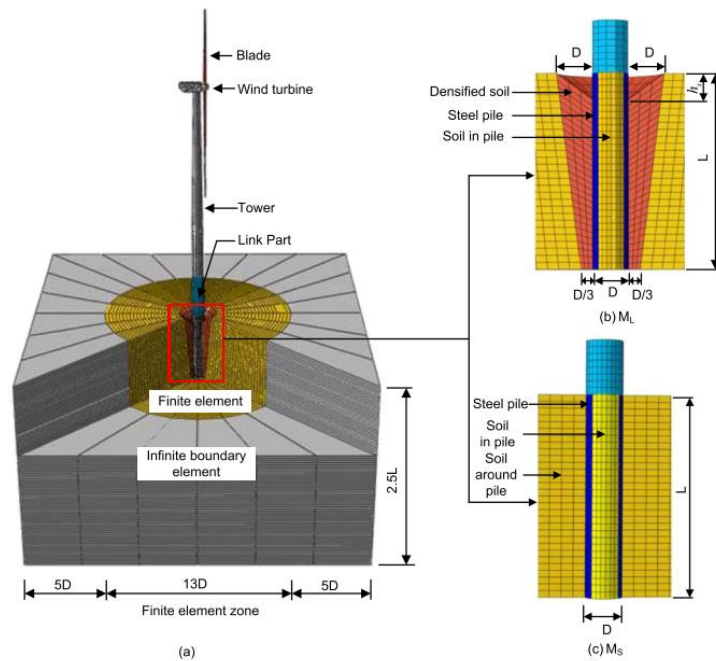


Figura 2.13 - Construção do modelo de elementos finitos 3D: (a) modelo aberto; (b) interação solo-estaca considerando o efeito de longa duração; (c) interação solo-estaca não considerando o efeito de longa duração (Adaptado de [34]).

No monopilar foram considerados elementos de casca *Shell 4 nodes*, enquanto que no solo à volta daquele, elementos sólidos *Brick 8 nodes*. Para além disso, o autor modelou o solo no interior do monopilar, dado que a parte inferior deste, na realidade, se encontra abaixo do fundo marinho. A tecnologia de cravação efetuou-se sem deslocamento do terreno, por isso o solo não foi removido. Mais tarde, efetuou-se a mesma análise para uma turbina real de 3 MW de capacidade instalada, com a geometria indicada na Figura 2.14.

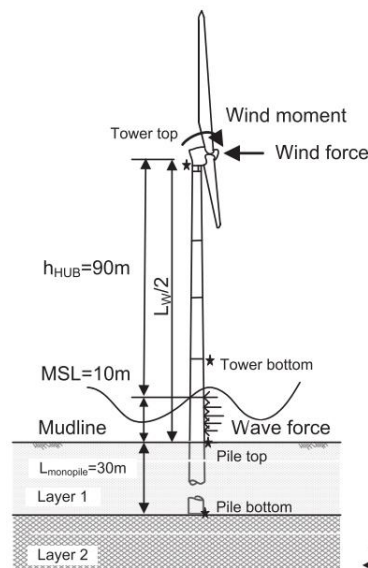


Figura 2.14 – Representação esquemática da turbina eólica *offshore* considerada no caso de estudo (Adaptado de [34]).

Neste caso considerou-se os três tipos de areia que perfazem o solo de fundação, com as características resistentes e de deformabilidade apresentadas na Tabela 2.5. As variáveis representam, respetivamente, as seguintes grandezas: h - altura do estrato; γ_s - peso volúmico do solo; c' - coesão das partículas; ϕ' - ângulo de atrito; ν_s - coeficiente de *poisson*; E_s - módulo de elasticidade do solo; e Ψ - ângulo de dilatação.

Tabela 2.5 – Propriedades do Solo considerado por *Ma*.

Camada de Solo	h [m]	γ_s [KN/m ³]	c' [KN/m ²]	ϕ' [°]	ν_s	E_s [MPa]	Ψ [°]
Areia	0,0 – 8,0	17	0,1	38	0,37	60	5
Areia com cascalho	8,0 – 21,0	19,5	0,1	40	0,25	120	5
Areia com pedras	21,0 – 30,0	18	0,1	42	0,20	135	5

As ações aplicadas na estrutura encontram-se de acordo com as *DNV*, sendo que as condições ambientais, tais como vento, ondas e marés foram retiradas dos trabalhos de *Tempel* [20] e [32] e de fabricantes de turbinas, bem como as suas forças de funcionamento. Testaram-se dois monopilares distintos, o monopilar nº 1 solicitou-se 5 vezes, enquanto que o nº 2 carregou-se 3 vezes. No primeiro caso, procurou-se repercutir uma ação de longa duração. Neste, à medida que se incrementa a força lateral, as diferenças entre os deslocamentos medido e simulado passam a ser insignificantes. No que concerne ao segundo caso, os deslocamentos apenas convergem no carregamento intermédio, conforme se pode observar na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Comparação entre os resultados dos testes e a simulação numérica de *Ma*.

Caso	Monopilar nº 1			Monopilar nº 2		
	Força lateral [ton]	Deslocamento medido [cm]	Deslocamento simulado [cm]	Força lateral [ton]	Deslocamento medido [cm]	Deslocamento simulado [cm]
1	30	7,8	10,16	31,4	31,8	34,77
2	60	20,4	20,85	50,3	55,5	56,37
3	70	23	24,5	62,8	78,6	70,8
4	80	28	28,17	-	-	-
5	90	32	31,87	-	-	-

Os gráficos da Figura 2.15 representam as tensões de *Von Mises* dos monopilares testados, (a) e (b), enquanto que (c) e (d) ilustram os deslocamentos dos mesmos casos. Trata-se de uma análise linear elástica, sendo que os valores das ações que estiveram na origem de tensões e deslocamentos apresentadas são valores de cálculo à rotura (ELU).

Os resultados obtidos permitiram demonstrar que a consideração das ações cíclicas de longa duração produz um incremento significativo na rigidez lateral e rotacional da estaca. Desta forma, este fator deve ser tido em conta nos estados limite último (ELU) e de utilização (ELS). O efeito torna-se mais significativo para maiores profundidades [32].

Nesta dissertação, estuda-se o modo fundamental de vibração do monopilar, no entanto os parâmetros que caracterizam a areia resultam de ensaios carga vs deslocamento, tal como os trabalhos de [34]. Em termos de comportamento do solo, considerando válida a hipótese das pequenas deformações, o esboço qualitativo da deformada é igual, sendo esta do primeiro modo ou de um diagrama carga vs deslocamento.

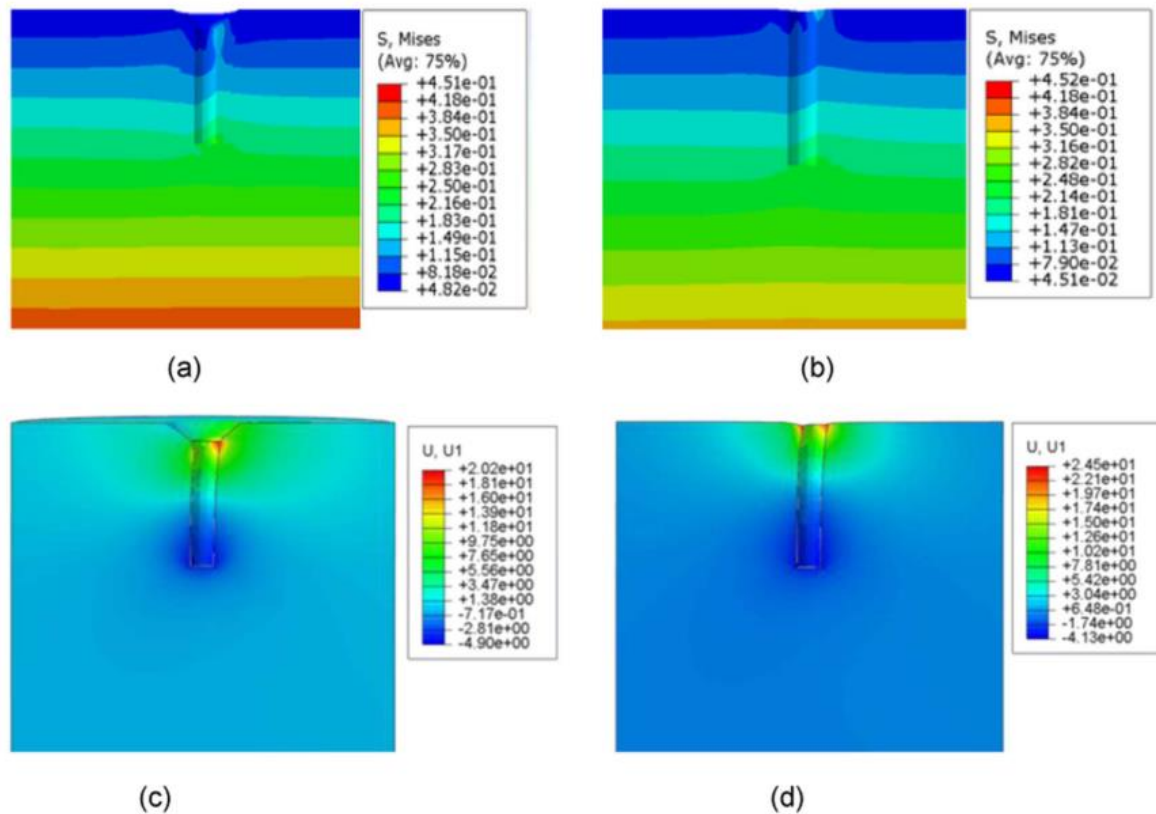


Figura 2.15 – Envolvente de tensões e deslocamentos (Adaptado de [34]).

As ações a que uma torre eólica *offshore* se encontra sujeita apresentam elevada complexidade, tal como foi revisto anteriormente, no caso das ações ambientais. O mesmo acontece em relação às forças de funcionamento de turbinas eólicas *offshore*. A construção de um modelo à escala reduzida que permita estudar a influência daquelas forças tem enorme importância em termos de comportamento dinâmico. Para além disso, a complexidade dos fenómenos e das solicitações impõe a utilização de modelos físicos e numéricos simplificados. O foco principal deste estudo passa por analisar as diferenças das frequências para diferentes situações, desde a frequência das ações ambientais à frequência de funcionamento da turbina e sua proximidade da frequência natural [30].

Em trabalhos anteriores, Yu estudou um monopilar à escala reduzida com um atuador ligado àquele por uma barra rígida, Figura 2.16 – (a). As ações impostas simulam as ambientais, encontrando-se representadas na Figura 2.16 – (b), onde são colocadas num sistema equivalente a resultante com as mesmas aplicadas ao nível do centro de rigidez. Após a aplicação das ações o atuador foi retirado e o sistema ficou em vibração livre, tendo sido possível determinar a frequência natural.

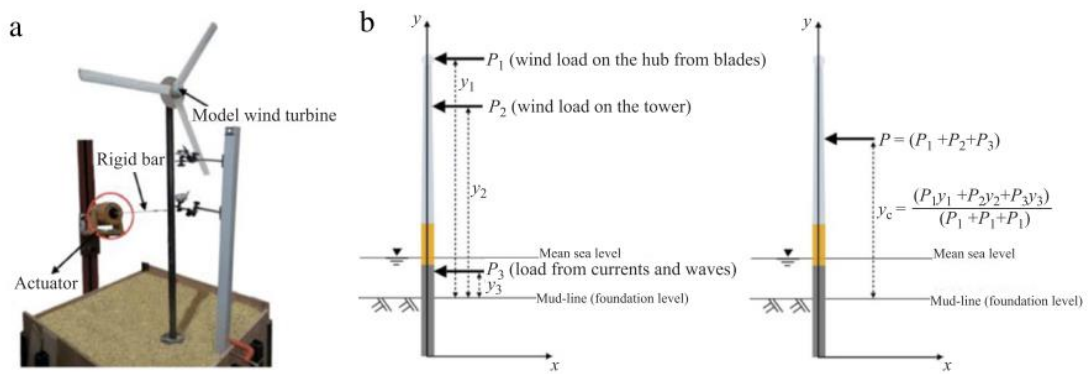


Figura 2.16 – Modelo à escala reduzida com atuador. y_c representa a coordenada do centro de rigidez; P_1 , P_2 e P_3 as ações do vento nas pás aplicadas ao nível do eixo da barra, a ação do vento na torre e a ação das ondas e correntes, respetivamente; y_1 , y_2 e y_3 representa as distâncias daquelas forças ao centro de rigidez (Adaptado de [30]).

Posteriormente, construiu-se um sistema inovador que permitiu reproduzir em laboratório o movimento das pás das turbinas. Aplicou-se uma força centrífuga num corpo com uma determinada massa, descrevendo um movimento uniforme, ou seja, velocidade angular constante ao longo do tempo e uma trajetória circular com um dado raio, conforme indicado no diagrama da Figura 2.17 - (a). Na Figura 2.17 - (b) e (c) encontram-se representados os diagramas de corpo livre que definem o movimento harmónico de um sistema com duas massas concentradas, permitindo aplicar ações nas duas direções. No fim, o sistema deixou-se em movimento livre, de forma a medir a sua frequência natural.

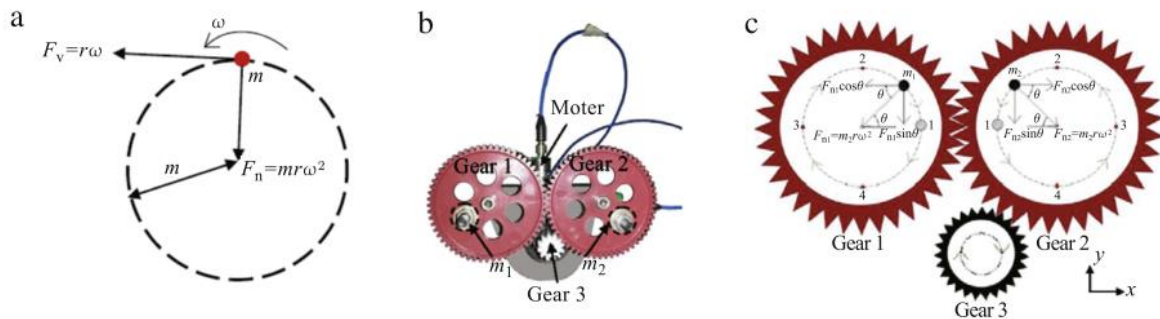


Figura 2.17 – Movimento do ponto com uma massa (Adaptado de [30]).

Na Figura 2.18 representa-se o gráfico que descreve o movimento harmónico resultante das forças nas direções x e y , estando desfasadas entre si de um $1/4$ de ciclo. Considerou-se a força máxima como a soma vetorial das forças centrífugas originadas pelo conjunto das duas massas.

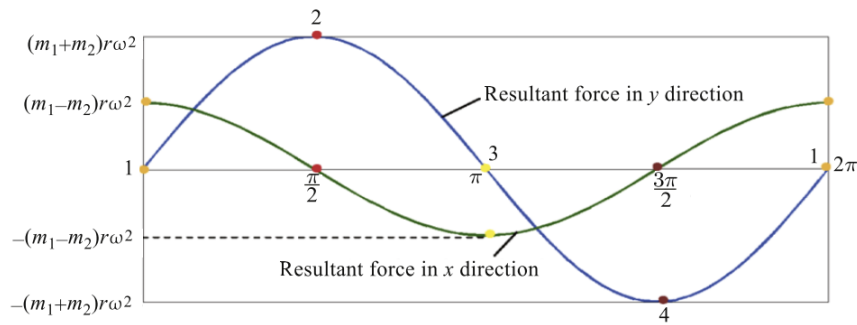


Figura 2.18 – Forças resultantes nas direções x_1 e y_1 (Adaptado de [30]).

Na Figura 2.19 encontram-se os gráficos com os resultados obtidos no final do ensaio. A Figura 2.19 - (a) representa a variação da aceleração ao longo do tempo, a partir do qual o sistema entra em movimento livre. Na Figura 2.19 - (b) observam-se as frequências respeitantes ao primeiro e segundo modos, obtidas por *Método de Welch*.

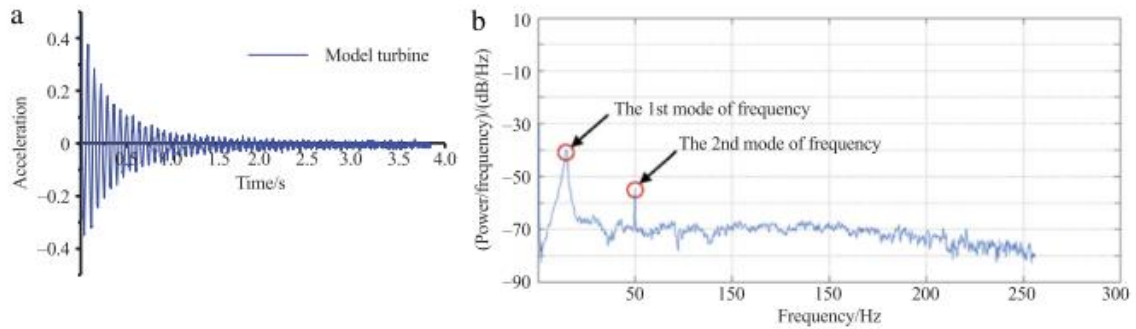


Figura 2.19 – (a) Acelerações recolhidas; (b) Modos de vibração do sistema (Adaptado de [30]).

Nos trabalhos de *Tempel* estabeleceu-se uma relação entre a frequência natural do modo fundamental e a profundidade da cavidade de erosão. Tratou-se de uma abordagem semelhante à que se considerou nesta dissertação. Nos estudos de *Prendergast* relacionou-se, experimentalmente, a remoção sucessiva de camadas de areia e a frequência natural de vibração, concluindo-se que a presença de água altera a frequência natural nos monopilares menos rígidos. Na componente experimental desta dissertação, analisa-se, da mesma forma, a relação entre a frequência e as alturas de areia e água na fundação. Na modelação numérica considera-se, além da 3D, a abordagem de *Winkler*, ou seja, a mesma que *Sorensen*. Os trabalhos de *Ma* e *Jalbi* servem como referência para a modelação 3D, considerada neste trabalho. Em relação à dinâmica de estruturas, neste estudo realizou-se uma análise modal, tendo como base o registo da frequência natural de vibração. Nos trabalhos de *Yu* consideraram-se as frequências das ações.

2.3. ESTADOS LIMITE E DIMENSIONAMENTO

As torres eólicas *offshore* são extremamente sensíveis em termos de comportamento dinâmico, devido a todas as razões referidas anteriormente. O facto de serem estruturas esbeltas e com uma grande percentagem da sua massa concentrada no topo, torna-as suscetíveis a deslocamentos e rotações consideráveis, durante a vida útil. Os estados limites a considerar no dimensionamento destas estruturas são os seguintes [36]:

- Frequência natural no intervalo *soft-stiff* e Estado limite de serviço (ELS): existe a necessidade de prever a frequência natural do sistema e garantir que se encontra no intervalo de segurança *soft-stiff*. Por outro lado, as deformações transversais do monopilar devem ser suficientemente reduzidas, de forma a não colocarem em causa a utilização da estrutura, ou a introduzirem deformações excessivas no solo;
- Estado limite último (ELU): os efeitos das forças atuantes devem encontrar-se suficientemente afastados da capacidade resistente do monopilar;
- Estado limite de fadiga (ELF): torna-se imprescindível ponderar o efeito que as ações de natureza cíclica produzem na degradação das características resistentes da estrutura.
- Estado limite de acidente (ELA): ter em consideração a possibilidade de ocorrência de explosões, choque de embarcações ou rotura durante a construção.

No que diz respeito às definições da norma seguida, a estrutura em monopilar corresponde a uma torre eólica suportada por uma estaca de grande diâmetro, estando estas conectadas por uma peça de transição que garante a continuidade entre as mesmas. O monopilar é fabricado em aço e apresenta uma secção transversal circular. A peça de transição também apresenta características semelhantes, sendo que a sua colocação é efetuada após a cravação da estaca.

Na Tabela 2.7 apresentam-se os fatores de majoração das ações para estado limite último (ELU), conforme a sua natureza, dividindo-se em permanentes (G), variáveis (Q), ambientais (E) e de deformação (D) [37].

Tabela 2.7 – Fatores de segurança das ações em ELU [37].

Combinação	Estado Limite	G [-]	Q [-]	E [-]	D [-]
a	ELU	1,25	1,25	0,7**	1,0
b	ELU	Ψ_I	Ψ_I	1,35	1,0
c	ELU*	Ψ_I	Ψ_I	1,1	1,0

[Nota 1: * no caso em que a combinação que envolve a ação do vento é desfavorável]

[Nota 2: ** quando as ações ambientais são combinadas com a ação de impacto de navios, este fator encontra-se entre 0,7 e 1,0, refletindo o facto de o impacto de navios estar correlacionado com o estado do mar]

[Nota 3: Ψ_I – no caso de ações permanentes (G) e variáveis (Q), pertencentes às combinações b e c, toma-se um fator de segurança igual a 1,0. Por outro lado, nos cenários em que em que uma das ações permanentes (G) ou variável seja favorável, o fator de majoração a aplicar a essa ação é 0,9. A exceção ocorre em problemas geotécnicos, onde esse fator é igual a 1,0. Por exemplo o peso volúmico do solo possui um efeito estabilizador]

[Nota 4: Os fatores de segurança aplicados às ações, nos restantes estados limite apresentam valores unitários]

[Nota 5: Do lado das resistências, os fatores de redução das resistências (ELU), no caso de torre metálicas, aplicam-se conforme a classe da secção transversal (NP EN 1993). Nos restantes estados limite os fatores são unitários [37]]

2.4. EROSÕES LOCALIZADAS E SUAS PROTEÇÕES

O aumento da velocidade de fluxo junto aos elementos estruturais gera vórtices, que tendem a aumentar as tensões tangenciais junto ao leito. Quando estas tensões igualam as tensões de corte resistentes do solo, inicia-se o levantamento dos sedimentos em torno da fundação dos elementos. Para além do levantamento, as partículas podem ser transportadas para fora do perímetro da fundação [38]. O levantamento dos sedimentos origina cavidades de erosão, que diminuem a capacidade resistente das fundações. Perante isto torna-se necessário conceber proteções que minimizem os efeitos perniciosos que as erosões localizadas produzem nas estruturas *offshore*, que se encontram muito para além do seu impacto nas frequências naturais. A escolha da dimensão das pedras de enrocamento a colocar em torno de monopilares é um fator relevante. Por um lado, as dimensões das pedras devem ser suficientes para impedirem ou minimizarem o fenómeno de erosão, por outro, conforme referido na introdução deste trabalho, devem ter dimensões limitadas devido aos elevados custos de colocação.

As proteções têm sido estudadas em modelos à escala reduzida, avaliando a sua estabilidade relativamente à ação de ondas e correntes. Os critérios de validação da aptidão das proteções dividem-se em estaticamente estáveis e dinamicamente estáveis. No primeiro caso, durante a realização de ensaios avalia-se se a proteção resiste às ações referidas, impedindo o desenvolvimento de erosões, não admitindo movimento das partículas (britas à escala reduzida) que constituem a proteção. No segundo, admite-se movimento das partículas, desde que as erosões não se desenvolvam o suficiente para expor a camada de filtro. Procura-se nestes trabalhos atingir a melhor combinação entre a segurança da estrutura e a viabilidade económica.

Nos trabalhos de *De Vos* [21], provou-se que a dimensão das pedras das proteções existentes em diversas estruturas do mar do Norte é superior ao necessário. Desta forma, concluiu-se que é possível garantir a proteção face às erosões localizadas com elementos de menor dimensão, ou seja, com menores custos associados. Para além disso, em termos de análise dinâmica, torna-se mais desfavorável para o controlo do intervalo *stiff-stiff*, a conceção de enrocamentos de maior dimensão. Estes aumentam a rigidez da proteção podendo incrementar o valor da frequência natural para valores próximos da frequência de funcionamento da turbina. Na Figura 2.20 representa-se o desenvolvimento do mecanismo de rotura por erosão em torno da proteção numa torre *eólica offshore*, enquanto que na Figura 2.21 ilustra-se o fenómeno físico que descreve a interação entre o escoamento e as partículas de solo em torno de um cilindro vertical. As teorias que envolvem as grandezas intervenientes no fenómeno encontram-se no Capítulo 3.

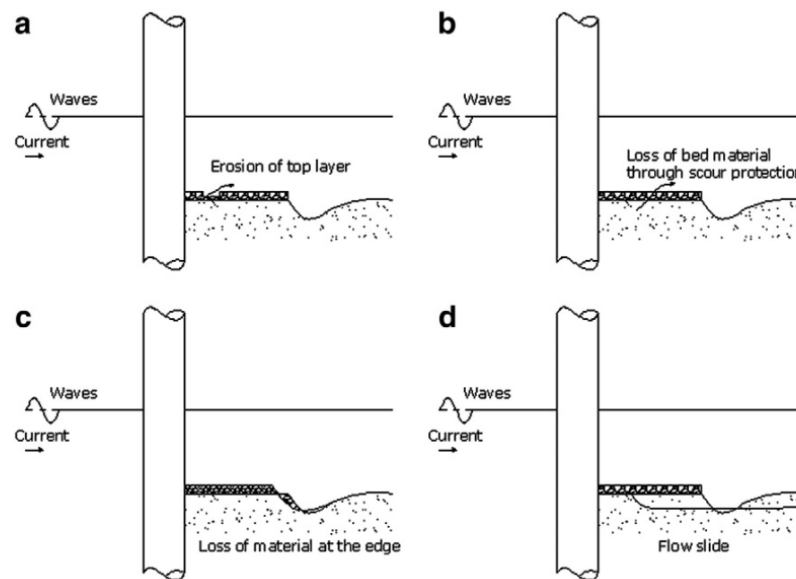


Figura 2.20 – Mecanismo de erosão em torno da proteção (Adaptado de [21]).

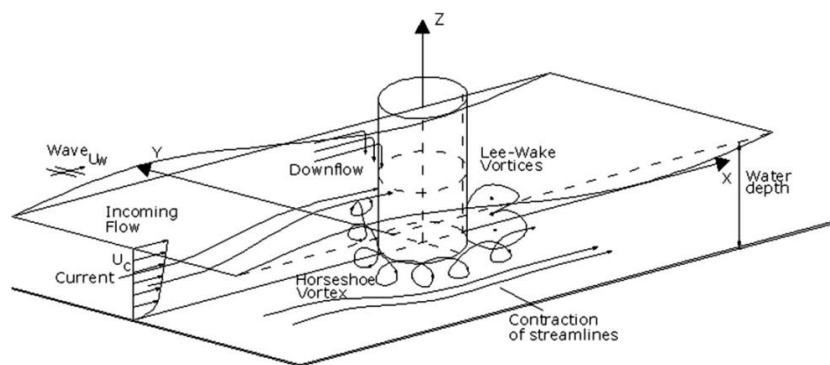


Figura 2.21 – Fenómeno de erosão em torno de um cilindro vertical (Adaptado de [21]).

Na Figura 2.22 apresentam-se as dimensões, em planta, da proteção desenvolvida pelos autores, antes de serem solicitada por ondas e correntes. As dimensões das proteções utilizadas neste trabalho basearam-se nas apresentadas na mesma figura. A razão para tal consideração deve-se à proximidade das escalas escolhidas em ambos os trabalhos. Apesar de não ser evidente na figura referida, existe uma camada de filtro em material granular sob a proteção. A sua presença deve-se à necessidade de uma diminuição gradual da porosidade das partículas. Caso a camada de filtro não fosse colocada, os sedimentos levantariam pelos vazios da proteção, ou seja, a proteção perderia a função para a qual foi concebida. Nas barragens em terra e de enrocamento adota-se um procedimento semelhante, no entanto naquele caso o núcleo é argiloso (impermeável) e não arenoso, como é neste caso.

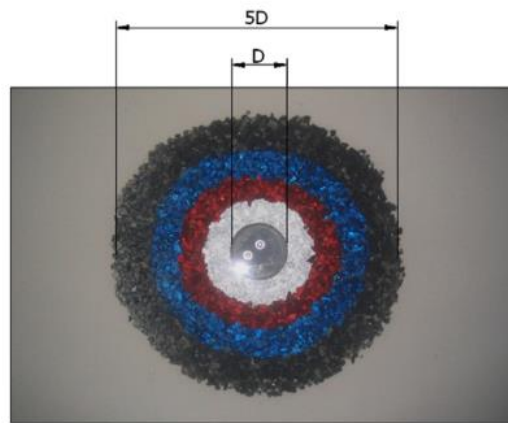


Figura 2.22 – Dimensões da proteção em planta, antes da solicitação; D representa o diâmetro do monopilar. (Adaptado de [21]).

Posteriormente, na Figura 2.23 aparece a mesma proteção, sendo que desta vez são apresentados os vários níveis de dano após as solicitações referidas. O nível 1 corresponde ao caso em que não há movimento das partículas da proteção; apesar do levantamento de partículas de areia, que se depositam sobre a proteção, não ocorrem erosões localizadas. No nível 2 pode observar-se movimento de algumas partículas da proteção, nomeadamente na parte esquerda daquela imagem. No caso que se segue, nível 3, o movimento das partículas é significativo, havendo mistura dos sedimentos (representados pelas cores preta e azul). Por último, temos o cenário em que existe rotura da proteção. De acordo com os estudos dos autores, considera-se que a estrutura falha quando a camada de filtro é exposta numa área que excede 2 vezes o diâmetro médio nominal das partículas usadas na proteção, ou seja, $A=(2 \times D_{n50})^2=4 \times D_{n50}^2$. A partir destes níveis, avaliam-se os movimentos da camada de filtro que fica sob os anéis indicados com as várias cores. O primeiro nível classifica-se como estaticamente estável, os dois seguintes como dinamicamente estáveis e último não cumpre os requisitos, correspondendo a uma falha da proteção.

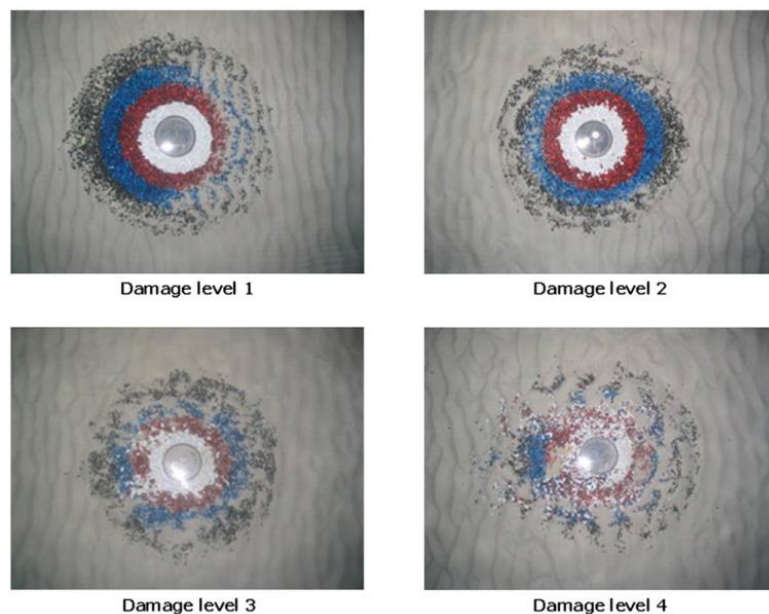


Figura 2.23 – Evolução do nível de dano na proteção (Adaptado de [21]).

2.5. MODELOS FÍSICO E NUMÉRICO

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito de uma tese de mestrado e envolve as componentes laboratorial e numérica. A parte experimental marca claramente a diferença, pelo facto de envolver em simultâneo duas análises distintas, mas que se complementam. A primeira diz respeito ao impacto que as ondas introduzem nas erosões localizadas e suas proteções, enquanto que na segunda faz-se a medição das frequências naturais da estrutura, antes e após a ocorrência de dano. Os restantes autores que conceberam modelos físicos estudam de uma forma isolada cada uma das análises. Tanto nos trabalhos de *Prendergast* [26] e [27] como no de *Sorensen* [25], analisa-se o impacto que a remoção sucessiva de camadas de solo produz na frequência natural, ou seja, procura-se compreender as consequências das erosões, mas não se modela do ponto de vista hidrodinâmico o fenómeno propriamente dito.

Por outro lado, *De Vos* [21] efetua estudos no âmbito das erosões localizadas e concebe proteções para as mesmas, sendo que, neste caso, tentam-se compreender as causas das erosões, mas não se efetua uma análise que preveja as consequências das proteções no comportamento estrutural. As conclusões apresentadas neste trabalho restringem-se apenas ao comportamento hidrodinâmico e ao custo das proteções. Nos estudos de *Yu* [30] estudam-se as frequências natural e de funcionamento de turbinas num modelo à escala, todavia não se estabelece qualquer relação de interação solo-estrutura.

De todos os trabalhos que envolvem modelação física, o de *Tempel* [32] é o único que relaciona a profundidade de erosão com a frequência natural, concebendo modelos físicos solicitados com ondas e correntes. Todavia não se efetuaram estudos que analisem o impacto que as proteções produzem na frequência natural.

Relativamente à modelação numérica, neste trabalho seguiram-se duas abordagens distintas, a modelação discreta, baseada nos trabalhos de *Winkler* [39] (com o *software Robot Structural Analysis Professional 18*) e a modelação da estrutura no domínio do contínuo (com o *software ANSYS Mechanical APDL 18.0*). No trabalho de *Sorensen* [25] seguiu-se a abordagem discreta, relacionando o incremento de solo removido e o grau de densificação deste com a frequência natural. Por outro lado, *Mao* [34] recorreu a uma abordagem contínua, de forma a modelar o solo em torno de uma estaca, atendendo à densificação do solo em torno deste elemento estrutural, devido a ações cíclicas de longa duração.

Nos trabalhos de *Jalbi* [36] apresentam-se diferentes metodologias adotadas no dimensionamento de torres eólicas *offshore*. As metodologias seguidas neste trabalho coincidem com duas das apresentadas pelo autor, a *standard* e a *avanzada*. Apresenta-se neste a comparação entre essas metodologias e toda a discussão que envolve interação solo-estrutura, devido às erosões e proteções em torno de monopilares. Trata-se de uma inovação, na medida em que envolve diferentes cenários, mas de uma forma integrada. Na Figura 2.24 apresentam-se os modelos físico e numérico concebidos para a realização deste trabalho.

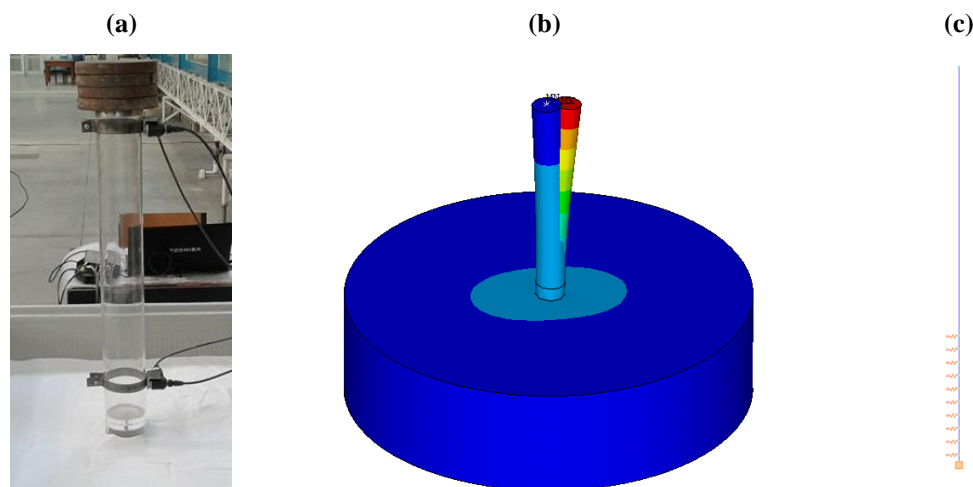


Figura 2.24 – Modelos físico e numérico; (a) modelo físico; (b) modelo numérico no ANSYS; (c) modelo numérico no Robot.

3

TEORIAS E MÉTODOS

3.1. EROSÕES LOCALIZADAS

Desde o início do último quartel do século XX têm-se feito estudos que permitem relacionar o diâmetro dos elementos estruturais com a profundidade máxima de erosão em torno daqueles. As condições de escoamento vão desde a consideração de regimes uniformes à ação combinada de ondas e correntes, de forma independente ou conjunta. Na Tabela 3.1 encontram-se as principais relações entre as variáveis descritas. Para além do diâmetro e da profundidade, importa referir os parâmetros adimensionais que são considerados nas várias equações propostas, desde logo o parâmetro de *Shields*, bem como números de *Froude* e *Keulegan-Carpenter*.

Tabela 3.1 – Principais expressões existentes na literatura para a previsão da profundidade de erosão.

Autor	Ano	Condições de escoamento	Máxima profundidade prevista
Breusers <i>et al.</i> [40]	1977	Correntes estacionárias	$\left(\frac{S}{D}\right)_{max} = 1.5D \tanh\left(\frac{h_1}{D}\right)$
Zanke <i>et al.</i> [41]	1982	Correntes estacionárias ou ondas	$\left(\frac{S}{D}\right)_{cmax} = 2.5 \times \left(1 - 0.5 \frac{u_c}{u}\right)$ $\left(\frac{S}{D}\right)_{wmax} = KC - 6$
Melville <i>et al.</i> [42]	1988	Correntes estacionárias	$\left(\frac{S}{D}\right)_{cmax} = 2.4$
Sumer <i>et al.</i> [43]	1992	Correntes estacionárias ou ondas	$\left(\frac{S}{D}\right)_{cmax} = 1.3$ $\left(\frac{S}{D}\right)_{wmax} = 1.3(1 - e^{-0.03(KC-6)})$
Richardson <i>et al.</i> [44]	1995	Correntes estacionárias	$\left(\frac{S}{h}\right)_{cmax} = 2K_1K_2K_3\left(\frac{b_1}{D}\right)^{0.65} Fr^{0.43}$
Sumer <i>et al.</i> [45]	2001	Correntes estacionárias e ondas	$\left(\frac{S}{D}\right)_{cwmax} = 1.3(1 - e^{-A(KC-B)})$
Zanke <i>et al.</i> [46]	2011	Correntes estacionárias e ondas	$\left(\frac{S}{D}\right)_{cwmax} = 2.5 \left(1 - 0.5 \frac{u_c}{u}\right) x_{rel}$

[Nota: $\left(\frac{S}{D}\right)_{max}$ corresponde à máxima razão entre a profundidade de erosão e o diâmetro do monopilar, KC e Fr são os números de *Keulegan-Carpenter* e *Froude*, b_1 e h_1 são dimensões de pilares retangulares. u e u_c são velocidades de ondas e correntes, respetivamente; K_1 , K_2 , K_3 , A e B são constantes empíricas]

O parâmetro mais conhecido e usado na determinação da máxima profundidade de erosão é o parâmetro de *Shields* [22]. Este relaciona-se com a turbulência em torno de estruturas colocadas em meios fluviais ou marítimos. Na Equação (3.1) indicam-se as variáveis envolvidas no cálculo do parâmetro de *Shields*, θ_{cr} .

$$\theta_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{g(\rho_s - \rho_w)d_s} = \frac{u_{*cr}^2}{g\Delta d_s} \quad (3.1)$$

em que τ_{cr} representa a tensão tangencial crítica, a partir da qual se inicia o movimento dos sedimentos no fundo do mar. Os parâmetros g , ρ_s e ρ_w representam a aceleração da gravidade e as massas volúmicas do solo e da água, respetivamente. d_s é o diâmetro médio dos sedimentos, enquanto que u_{*cr} representa a velocidade de atrito máxima no fundo do mar.

A partir do momento em que a tensão tangencial máxima atuante, devido ao movimento uniforme do escoamento, iguala a tensão tangencial limite, ou dito de outra forma, quando o parâmetro de *Shields* é ultrapassado, inicia-se o movimento dos sedimentos [21]. A tensão de corte máxima atuante τ_c calcula-se pela Equação (3.2), na qual f_c representa o coeficiente de atrito adimensional do solo.

$$\tau_c = \frac{1}{2} \rho_w f_c u_c^2 \quad (3.2)$$

Nos casos em que se considera ação individual ou conjunta de ondas e correntes passamos a ter um movimento oscilatório, conforme indicado na Figura 3.1. Existe a formação de vórtices que levantam as partículas em torno do elemento estrutural, formando cavidades de erosão em torno daquela.

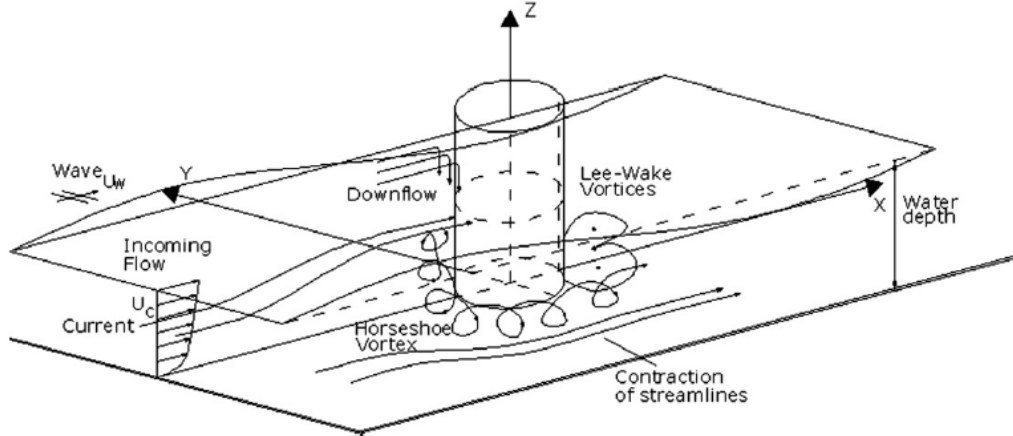


Figura 3.1 – Interação entre o escoamento e a estrutura (Adaptado de [21]).

A expressão para o cálculo da tensão de arrastamento máxima após o incremento de ondas e correntes transforma-se na Equação (3.3), na qual a tensão τ_w é oscilatória e f_w tem um significado análogo a f_c e representa o coeficiente de atrito de onda. u_m é a velocidade do escoamento, ligeiramente acima da superfície de contacto com as partículas [47].

$$\tau_w = \frac{1}{2} \rho_w f_w u_m^2 \quad (3.3)$$

Por observação das Equações (3.2) e (3.3) pode-se contatar as semelhanças destas com a expressão que traduz o movimento de um corpo, que pode ser descrita pelo teorema da energia cinética. A tensão tangencial está relacionada com a energia necessária para mover as partículas, enquanto que o produto $\rho_w f_i$ diz respeito à componente de inércia das mesmas para metade do quadrado da velocidade.

De modo a simular em laboratório as condições existentes no protótipo, constroem-se modelos à escala reduzida sendo que, nos estudos de fenómenos hidráulicos, as semelhanças de *Froude*, *Strouhal*, *Reynolds* e *Euler* são as mais utilizadas. O que define a escolha é a que melhor caracteriza as condições reais, sabendo que não existem semelhanças perfeitas.

No estudo do fenómeno de erosões localizadas, a semelhança comumente escolhida é a de *Froude*, pelo facto de as forças gravíticas serem as predominantes. No entanto, a semelhança de *Reynolds* também é uma possibilidade, nos casos em que a turbulência seja significativa, ou dito por outras palavras, quando as forças viscosas se sobrepõem às gravíticas. Além disso, para estudos com um número de *Reynolds* significativos (próximo de 1200 na transição laminar-turbulento), os efeitos da viscosidade são negligenciáveis [13]. Neste trabalho será adotada a semelhança de *Froude*, de acordo com a Equação (3.4). Pode-se observar que as principais grandezas que regem o fenómeno em estudo definem o número de *Froude*, ou seja a velocidade u , a dimensão principal do elemento L , neste caso o diâmetro do monopilar D_p e a aceleração gravítica g [13].

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{g \times L}} \quad (3.4)$$

Na Figura 3.2 representa-se esquematicamente a fundação de um monopilar de uma torre eólica *offshore*, o meio aquático e o solo adjacente, sendo ilustradas as erosões localizadas em torno do elemento estrutural. Este provoca um estrangulamento no escoamento, originando uma alteração do perfil de velocidades na proximidade do elemento. A velocidade em torno deste aumenta devido à forte turbulência, originando o levantamento e o transporte das partículas de solo. Após o desenvolvimento do fenómeno forma-se a cavidade representada.

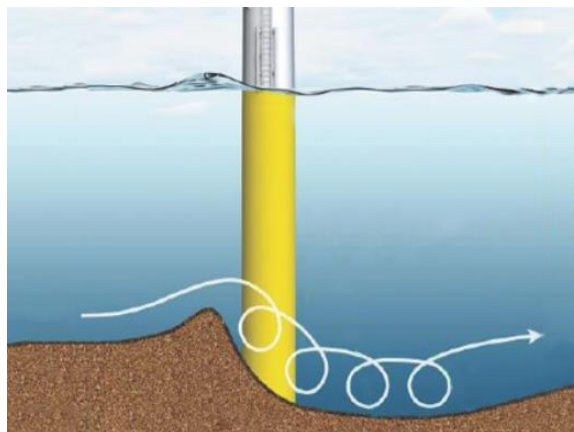


Figura 3.2 – Erosões localizadas em torno de um monopilar (Adaptado de [48]).

Na componente experimental deste estudo procedeu-se à geração de ondas, de forma a obter a cavidade de erosão em torno do monopilar. Os espectros de onda marítimos normalmente adotados são o *Pierson-Moskowitz* e o *JOWSWAP* [32]. O primeiro descreve a elevação das ondas com base na velocidade média do vento, sendo a curva que o traduz ajustada com o período e a altura de onda. Este espectro é o que descreve melhor o comportamento das ondas no oceano atlântico. Por outro lado, o espectro *JOWSWAP* consiste numa extensão do primeiro e, para além de ter em conta a velocidade média do vento apresenta um fator multiplicativo, de forma a descrever a forma do pico de onda. Neste caso de estudo, o valor adotado corresponde ao mar do Norte, portanto 3,3.

O presente trabalho diz respeito à análise e segurança estrutural, por isso é de todo o interesse a escolha das situações mais desfavoráveis [49]. Ora a consideração, dentro de condições razoáveis, de períodos reduzidos com alturas de onda elevadas constitui a situação mais gravosa. Deste modo, impor o fator multiplicativo indicado acima aos máximos do espectro de *Pierson-Moskowitz*, de forma a obter os valores majorados daquele (espectro *JONSWAP*) é a opção que faz mais sentido neste estudo [32]. Na Figura 3.3 indicam-se as curvas que descrevem a relação entre os espectros.

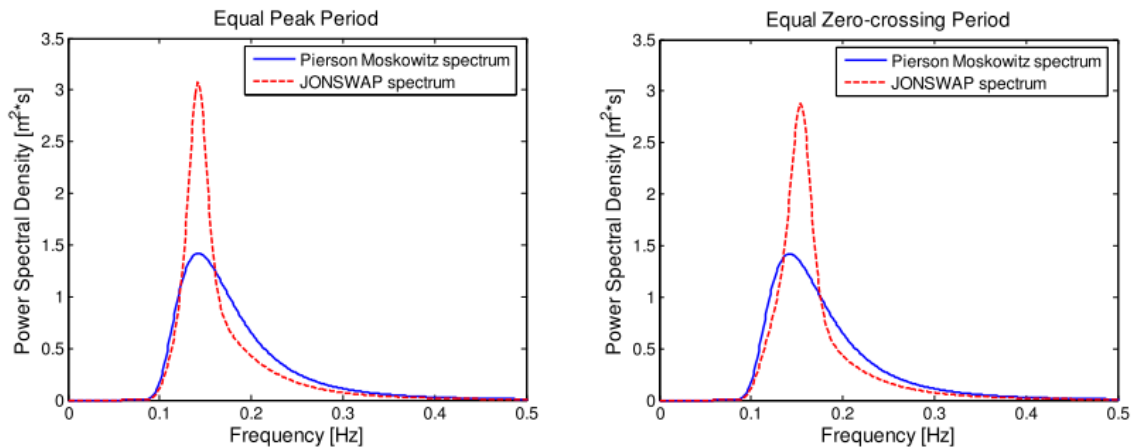


Figura 3.3 – Espectros *Pierson-Moskowitz* e *JONSWAP* para uma altura de onda de 1.5 m e um período de 5 s (Adaptado de [32]).

Após a geração de ondas e a ocorrência de cavidades de erosão, procedeu-se a realização da fotogrametria de curto alcance, de forma a obter o modelo 3D e o perfil de erosão em torno do monopilar em estudo. Para isso seguiram-se as regras estabelecidas para esta técnica, de acordo com [50]. Os principais fatores a ter em conta foram os seguintes:

- Planear a sequência de fotografias, com sobreposição parcial das mesmas, de forma a dar maior redundância ao modelo;
- Colocar marcadores em torno do objeto para a definição dos pontos de controle, sendo que estes não podem alterar a sua posição durante a recolha fotográfica;
- Aguardar o esvaziamento do tanque para diminuir os efeitos de reflexão, que afetam a qualidade da imagem e respetivas medições;
- A máquina fotográfica encontra-se fixa numa estrutura de apoio sobre o modelo;
- A qualidade da fotografia foi calculada tendo por base uma escala de correlação entre fotografias e da focagem, por isso, fotografias de qualidade inferior foram rejeitadas;
- Fixou-se na câmara o valor *ISO 100*, obtendo assim maior resolução da fotografia;
- A posição da máquina foi imediatamente por cima do monopilar, no entanto procedeu-se à recolha de um número reduzido de amostras de outros ângulos, isto possibilitou a eliminação de sombras do modelo, conforme se pode observar na Figura 3.4.

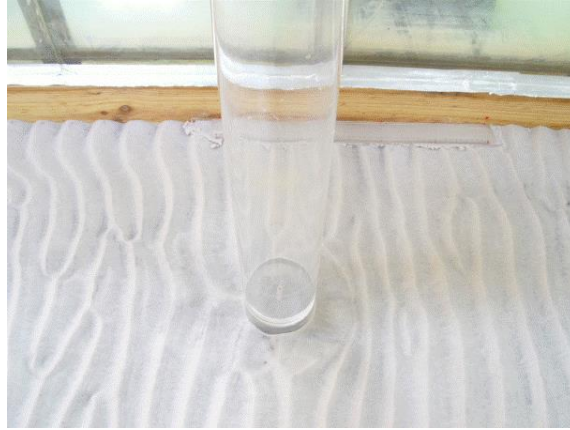


Figura 3.4 – Fotografia tipo para a construção do modelo experimental.

3.2. FREQUÊNCIA NATURAL

A determinação dos modos de vibração de uma estrutura depende das suas características de rigidez e de massa. A relação empírica utilizada neste trabalho, que estabelece a relação entre a frequência, a rigidez e a massa do monopilar para a determinação do modo fundamental encontra-se descrita na Equação (3.5) [32].

$$f_n^2 = \frac{3,04EI}{4\pi^2(m_{top} + 0,227\mu L)L^3} \quad (3.5)$$

Na Figura 3.5 ilustra-se o modelo estrutural proposto pelo mesmo autor para consolas esbeltas com as grandezas representadas na Equação (3.5). A esbelteza do elemento é um valor adimensional que resulta da razão entre duas propriedades geométricas, o comprimento de encurvadura e o raio de giração [51]. O modelo do monopilar em estudo possui um valor de esbelteza próximo de 32, enquanto que na estrutura real ronda o valor de 56, ou seja, praticamente o dobro. Apesar do tipo de análise adotada neste trabalho ser uma análise dinâmica, seria importante ter esbeltezas no modelo e protótipo mais próximas. Esta grandeza torna-se determinante no cálculo à encurvadura deste tipo de elementos, especialmente no caso de torres eólicas *offshore*, no entanto esses efeitos não foram considerados neste trabalho. Cálculos detalhados podem ser consultados em [18].

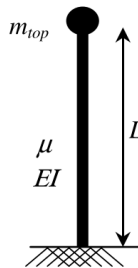


Figura 3.5 – Modelo estrutural para uma torre eólica flexível (Adaptado de [32]).

Tabela 3.2 – Legenda das variáveis da Equação 3.5 e Figura 3.4.

Variável	Descrição
f_n [Hz]	Frequência natural do primeiro modo
EI [N·m ²]	Rigidez à flexão da torre
m_{top} [kg]	Massa concentrada no topo
μ [kg·m ⁻¹]	Massa distribuída da torre
L [m]	Comprimento do elemento

No que concerne à modelação numérica com *Peças Lineares* no *Robot* estudou-se o mesmo sistema estrutural, modelando um elemento de barra com dois nós, neste caso três graus de liberdade por nó (2 translações e 1 rotação), tal como os pórticos 2D. A massa distribuída atribui-se às propriedades do material, enquanto que a concentrada foi colocada no nó de extremidade da consola. Relativamente à rigidez, trata-se de um parâmetro que depende do comprimento e inércia do elemento e ainda do módulo de elasticidade do material pelo qual é constituído. A formulação inerente ao algoritmo com que o *Robot* calcula a matriz de rigidez, baseia-se no método dos deslocamentos. Os modos de vibração resultam da resolução do sistema de Equações (3.6).

$$([K] - w^2[M])[\phi] = [0] \quad (3.6)$$

Trata-se de um problema de valores e vetores próprios, sendo que o fator w^2 representa os valores próprios do sistema, resultando em tantas soluções quantos os modos de vibração da estrutura. Para cada raiz da equação obtemos o respetivo modo, de acordo com o sistema de Equações (3.7). Desta resolução resulta uma infinidade de soluções, que correspondem aos modos da Equação (3.8), como tal estabelece-se uma das componentes como unitária, sendo as restantes linearmente dependentes desta [52] e [53].

$$([K] - w_n^2[M])[\phi_n] = [0] \quad (3.7)$$

$$[\Phi_n] = \begin{pmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_n \end{pmatrix} \quad (3.8)$$

Na modelação numérica com elementos finitos no *ANSYS Mechanical APDL 18.0* consideraram-se diferentes tipos de elementos. Em primeiro lugar considerou-se a discretização de uma viga de *Euler-Bernoulli* para os diferentes casos de estudo, sendo que a *Viga de Timoshenko* não foi considerada. A diferença fundamental entre ambas é que na primeira não se admitem deformações por corte, enquanto que na segunda considera-se que uma secção normal ao eixo da barra pode sofrer distorção [54]. Os estudos, tanto em modelos como em protótipos de torres eólicas *offshore*, demonstram que, no cálculo da frequência natural destas estruturas, a consideração de deformações por corte não altera os resultados obtidos [55]. Na modelação da viga de Euler-Bernoulli (elemento *Beam 188* no *ANSYS*) considera-se uma análise plana com 2 graus de liberdade por nó (1 translação e 1 rotação).

Posteriormente, no mesmo *software* considerou-se a modelação da parte inferior do monopilar em conjunto com o solo, construindo uma malha para todo o volume com elementos sólidos 3D de 8 nós (*Brick 8 node 185*). Estes apresentam 3 graus de liberdade por nó (3 translações), ou seja, os mesmos que uma treliça 3D em elementos lineares. A abordagem adotada para a parte superior do monopilar foi semelhante, desta vez geraram-se elementos de casca com 8 nós (*Shell 8 node 281*). Os elementos deste

tipo apresentam 6 graus de liberdade por nó (3 translações e 3 rotações), por isso, os mesmos que um pórtico 3D, no caso da teoria das peças lineares. Os elementos finitos usados encontram-se representados na Figura 3.6.

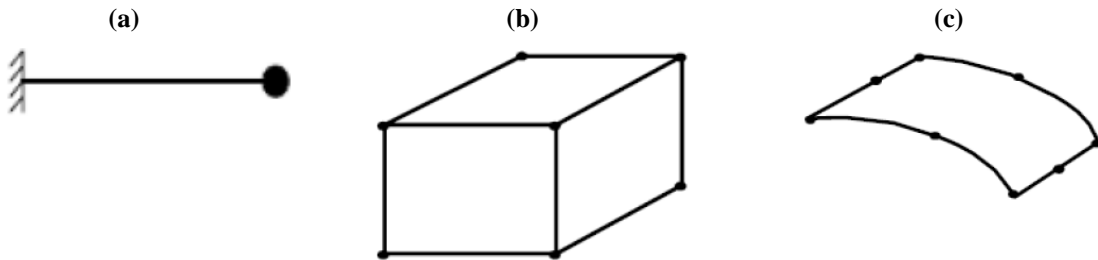


Figura 3.6 – Elementos Finitos: (a) elemento de barra com 2 nós; (b) elemento sólido de 8 nós; (c) elemento de casca com 8 nós (Adaptado de [56]).

As frequências naturais recolhidas durante a componente experimental deste trabalho permitiram determinar a rigidez média do modelo estrutural. Atualmente, no âmbito da análise estrutural, existe a possibilidade de monitorizar as estruturas, através de sensores colocados *in situ*. Desta forma, determina-se indiretamente o grau de degradação física dos elementos estruturais, através da relação entre as acelerações registadas, a frequência natural e a rigidez dos mesmos. Neste trabalho, a opção de fazer o registo das frequências naturais tem a ver com a dificuldade em definir as características geométricas e mecânicas do modelo em estudo, conforme será explicado nos Capítulos 5 e 6.

Os acelerómetros colocados no elemento permitem registar as acelerações instantâneas geradas pela aplicação de um impulso modal no topo do monopilar. A relação entre as acelerações medidas e os modos de vibração, estabelece-se internamente no programa *Artemis*, através do desenvolvimento de uma série de *Fourier*. Desta forma, transformam-se acelerações ao longo do tempo, Figura 3.7- a), em variações de densidades espectrais com a frequência natural, Figura 3.7- b). Cada máximo desta função corresponde a um modo. Na Figura 3.8 pode-se constatar que o primeiro máximo do gráfico diz respeito ao modo fundamental, sendo que os restantes não se consideraram. A razão para apenas considerar o primeiro modo deve-se ao facto de o critério normativo para a verificação de segurança ser efetuado para o primeiro modo.

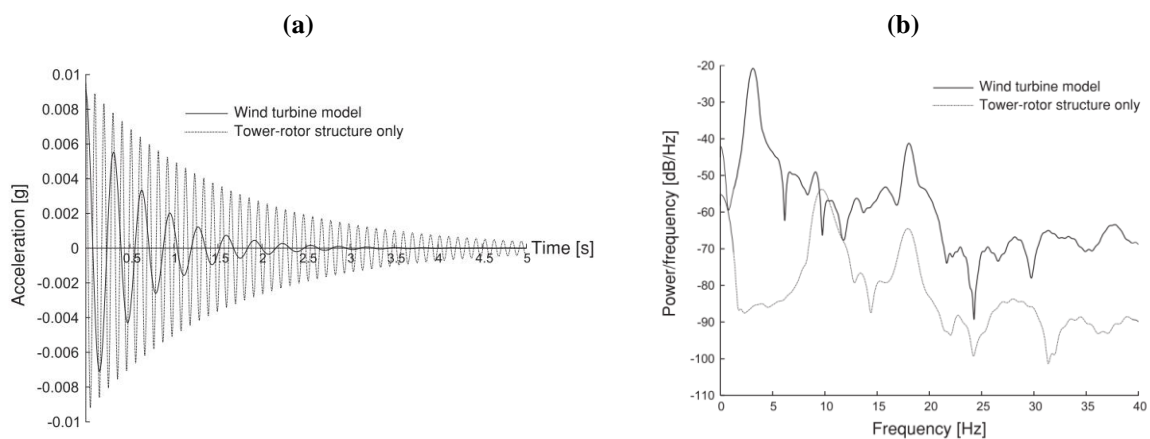


Figura 3.7 – Transformação de *Fourier*: (a) domínio do tempo; (b) domínio modal (Adaptado de [57]).

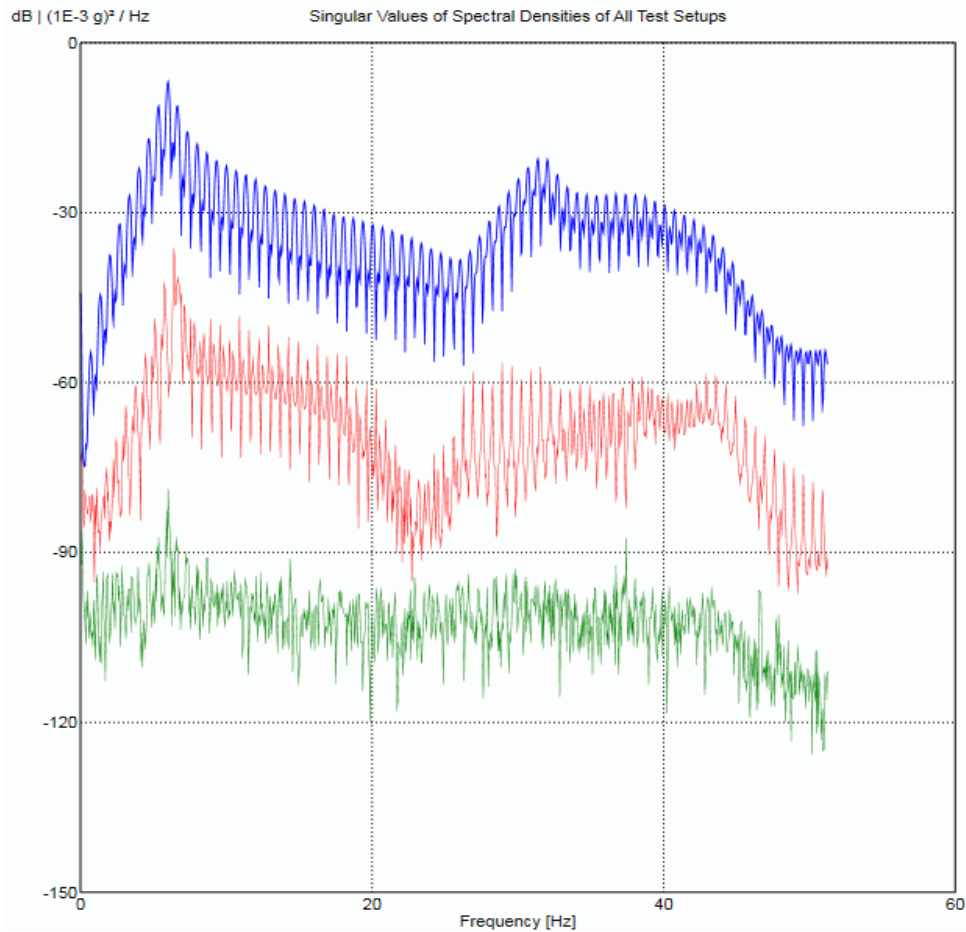


Figura 3.8 – Forma do espectro de Frequências para um dado ensaio.

3.3. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Na análise experimental realizada neste trabalho consideram-se diferentes condições-fronteira. Nos cenários em que os estudos desenvolvidos envolvem o solo de fundação recorreu-se, numa primeira fase, ao princípio da tensão efetiva postulado por *Terzaghi* [58]. A razão para isto prende-se com a relação entre a resistência e a rigidez daquele material, ou seja, solos em que a tensão efetiva seja mais elevada exibem menores deformabilidades. Ora um solo mais rígido confere maior confinamento a um monopilar, desta forma é possível fazer uma previsão aproximada dos resultados dos ensaios experimentais, tendo em vista a obtenção da frequência natural. A Equação (3.9) relaciona as tensões efetiva e total verticais de repouso σ'_v e σ_v com a pressão intersticial, u_0 [58].

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_0 = \gamma_s z_s - \gamma_w z_w \quad (3.9)$$

Posteriormente, de forma mais rigorosa usou-se a relação entre o ângulo de atrito e o grau de compactação com o módulo de reação de areias, conforme se pode ver nas curvas representadas na Figura (3.9). Este procedimento, proposto pela norma *API-2A-WSD* [59], também é seguido pelas principais normas no domínio da engenharia *offshore* a nível europeu, as *DNV*. Importa, desde já salientar, que as funções representadas encontram-se de acordo com o princípio acima indicado, ou seja areias com maior tensão efetiva apresentam um módulo de reação do solo mais elevado.

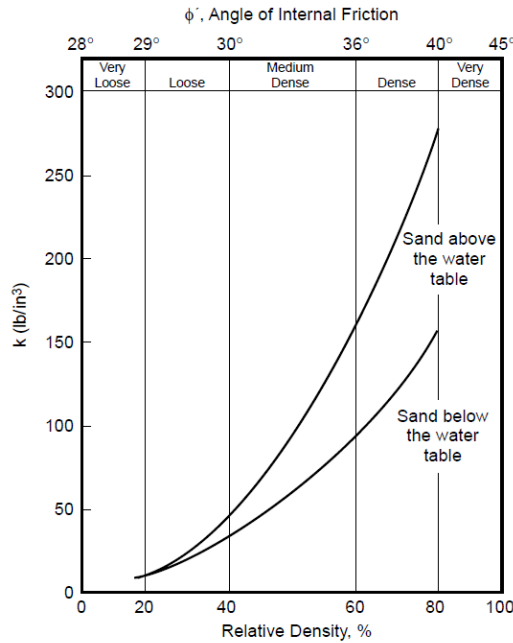


Figura 3.9 – Curvas que relacionam o grau de compactação e o ângulo de atrito de areias com o módulo de reação do solo (Adaptado de [59]).

Na análise numérica desenvolvida neste trabalho procedeu-se à modelação da interação entre o monopilar e a areia envolvente, seguindo o *Modelo de Winkler*. Consideraram-se molas na interface entre aquele elemento e o solo, de acordo com as curvas p - y (Figura 3.10). A rigidez atribuída às molas calculou-se de acordo com a Equação (3.10), sendo aquela diretamente proporcional ao módulo de reação do solo, retirado do gráfico da Figura (3.9). Este parâmetro do solo estima-se com base no *Ensaio PLT*, ensaio de carga em placa. O esboço das deformadas de estacas rígidas e flexíveis encontra-se na Figura (3.11). A explicação mais detalhada, relativamente ao comportamento de ambas e relação com o monopilar em estudo está no Capítulo 5.

$$K_{mi} = K_{solo} \times x_i \times d_i \quad (3.10)$$

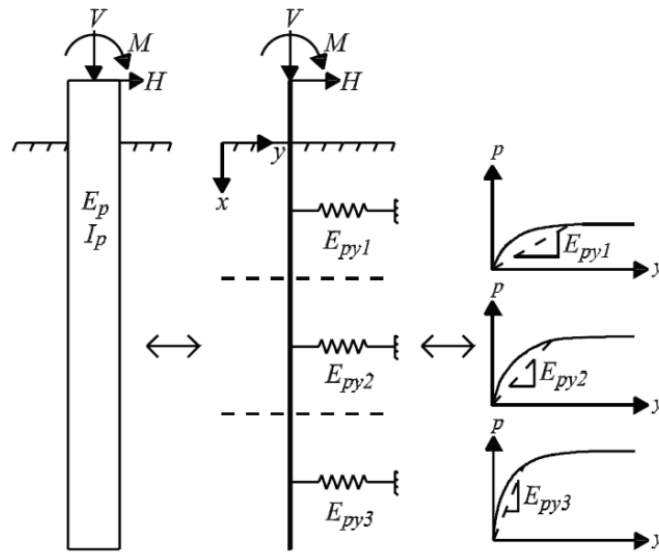


Figura 3.10 – Modelo de Winkler e respectivas curvas p - y (Adaptado de [60]).

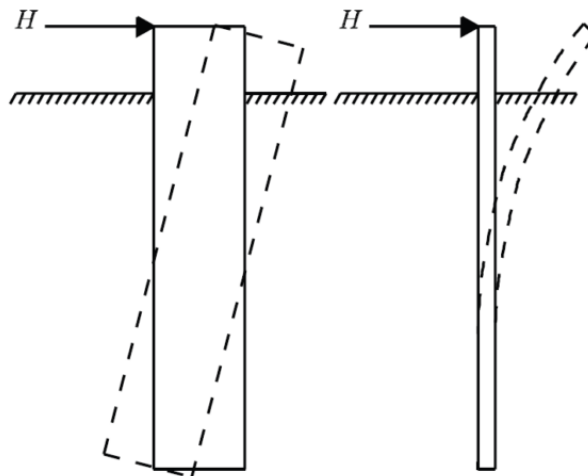


Figura 3.11 – Estaca rígida versus estaca flexível (Adaptado de [60]).

3.4. ANÁLISE DIMENSIONAL

O principal objetivo deste estudo passa por estabelecer uma correspondência entre a frequência natural registrada no modelo de laboratório e a sua homóloga obtida no protótipo. Nos trabalhos abordados ao longo da revisão de literatura, em termos de dinâmica de estruturas, não se criou qualquer relação entre o modelo e o protótipo. No entanto, importa saber se as condições existentes num modelo à escala reduzida, apresentam a devida correspondência no protótipo, ou seja, se constituem boas aproximações da realidade, através do conhecimento de todas as grandezas envolvidas.

A forma de relacionar as frequências de modelo e protótipo efetuou-se com base na análise dimensional, através da aplicação do *Teorema de Π Buckingham*. Os diferentes passos para aplicação deste teorema são os seguintes [61]:

- Passo 1 – Fazer a listagem das variáveis envolvidas no problema;
- Passo 2 – Expressar cada variável em termos de dimensões fundamentais;
- Passo 3 – Determinar o número de termos Π_i necessários ao estabelecimento da relação entre as variáveis;
- Passo 4 – Selecionar um número de variáveis igual ao das dimensões fundamentais;
- Passo 5 – Formar termos Π_i , multiplicando uma das variáveis não selecionadas pelo produto das variáveis selecionadas, cada uma elevada a um dado expoente. O valor deste é determinado, de forma a que o produto seja adimensional, sendo efetuado este procedimento para todas as variáveis selecionadas;
- Passo 6 – Verificar se todos os termos Π_i são adimensionais.

As variáveis envolvidas no problema são a frequência natural e as grandezas, em relação às quais esta depende, ou seja, a rigidez flexional, a massa e o comprimento do elemento em estudo, de acordo com a Equação (3.11).

$$f = g[(EI), m, l] \quad (3.11)$$

As 4 variáveis descritas são expressadas de acordo com as 3 dimensões fundamentais (L – comprimento, M – massa e T – tempo) da forma indicada na Equação (3.12).

$$\begin{cases} f = T^{-1} \\ (EI) = L^3 MT^{-2} \\ m = M \\ l = L \end{cases} \quad (3.12)$$

Daquelas variáveis, 3 são repetidas, sendo iguais ao número de grandezas fundamentais, enquanto que a sobrança corresponde à variável em estudo, por isso Π_i apresenta apenas um termo. Este forma-se multiplicando a frequência natural (variável não selecionada) pelo produto das restantes variáveis (variáveis selecionadas), cada uma elevada a um expoente (incógnitas do problema), de acordo com a Equação (3.13).

$$\Pi_1 = f(EI)^a m^b l^c \quad (3.13a)$$

$$(T^{-1})(L^3 MT^{-2})^a M^b L^c = L^0 M^0 T^0 \quad (3.13b)$$

$$\begin{cases} 3a + c = 0 \\ a + b = 0 \\ -1 - 2a = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} a = -1/2 \\ b = 1/2 \\ c = 3/2 \end{cases} \quad (3.13c)$$

$$\Pi_1 = f(EI)^{-1/2} m^{1/2} l^{3/2} \quad (3.13d)$$

Após a determinação das incógnitas do sistema é possível estabelecer a relação entre as diferentes variáveis que intervêm no problema, de acordo com as Equações 3.17 e 3.18.

$$\Pi_{1,M} = \Pi_{1,P} \quad (3.14)$$

$$f_P = \frac{(EI)_M^{-1/2} m_M^{1/2} l_M^{3/2} f_M}{(EI)_P^{-1/2} m_P^{1/2} l_P^{3/2}} \quad (3.15)$$

4

TRABALHO EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO

A componente experimental deste estudo tem como objetivo avaliar a frequência natural de um modelo do monopilar à escala 1/50, estando esta dividida em duas fases. Numa primeira fase, avaliam-se as erosões localizadas em torno do monopilar, através da geração de ondas num tanque devidamente apropriado, com condições hidrodinâmicas que respeitam a semelhança de *Froude*. Posteriormente, medem-se as frequências naturais do modelo, antes e após a formação de cavidades de erosão junto ao modelo.

O objetivo deste capítulo é tentar estabelecer uma relação entre a profundidade de erosão e suas proteções e a frequência natural da estrutura. Importa desde já salientar que a frequência depende da rigidez e da massa do sistema, ou seja, para uma determinada massa, espera-se que as alterações na frequência sejam devidas ao estado de tensão do solo, no momento em que termina a primeira fase. Ora, como é sabido da mecânica dos solos clássica, a rigidez e a resistência do solo são parâmetros que se relacionam entre si [58].

O modelo do monopilar realiza-se em *perspex*, sendo a sua geometria e as suas características elásticas indeterminadas, apesar de os fabricantes fornecerem os seus valores médios. A razão para isto prende-se, em primeiro lugar, com a incerteza inerente à fabricação do monopilar, ou seja, uma geometria difícil de controlar. Em segundo lugar, porque o modelo, tal como o real, possui uma peça de transição, mas que neste caso, não garante a continuidade entre duas partes, uma inferior e outra superior (ver Figura 4.3).

No que concerne às dimensões das partículas do solo de fundação, estas devem respeitar, tal como as restantes componentes do modelo, a escala geométrica, ou seja as condições existentes no protótipo, neste caso areias com diâmetro médio entre 1 mm e 2 mm [62]. No entanto, a areia escolhida no modelo apresenta um diâmetro médio $D_{50} = 0,3$ mm, valor que não respeita tais condições, porque caso as respeitasse, deixaria de ter um comportamento dominado por forças gravíticas e sua resposta passaria a depender da coesão efetiva, comportamento típico de siltes e argilas.

A geração de ondas realizou-se num canal dentro do tanque com dimensões $28 \text{ m} \times 0,77 \text{ m}$, através da simulação de tempestades escaladas com a semelhança acima descrita, sendo a frequência e a altura de onda recolhidas a partir do campo eólico de *Horns Rev III*, localizado na costa dinamarquesa. Na Figura 4.1 encontram-se fotografias do *Setup* experimental e do parque eólico de *Horns Rev III*.

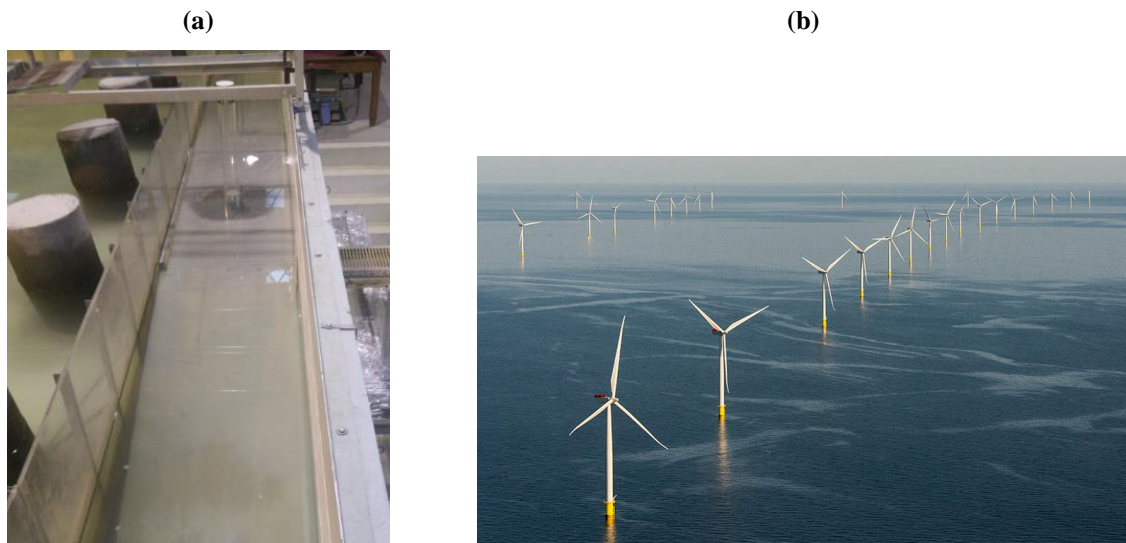


Figura 4.1 – (a) *Setup* experimental e (b) Parque eólico de *Horns Rev III* (Adaptado de [63]).

4.2. SETUP EXPERIMENTAL

Os componentes principais que constituem o *Setup* encontram-se representados na Figura 4.2, com a legenda correspondente. A seta indica o sentido do escoamento durante a geração de ondas, a partir do batedor indicado à esquerda. O mecanismo de formação daquelas corresponde a um movimento oscilatório, no qual o período de pico e a altura de onda significativa são definidos a partir do software *HR Wavemaker*.

A caixa de areia possui rampas de transição a montante e a jusante, de forma a garantir uma propagação eficaz das ondas geradas, impedindo a ocorrência de quebras que tornem as simulações irrealistas. Para além da areia depositada na caixa, necessária para fazer o estudo das erosões, também se fez a colagem de grãos nas rampas de madeira, de forma a uniformizar o perfil de velocidades à entrada da caixa de sedimentos [64].

O monopilar apresenta os componentes indicados na Figura 4.3, onde se pode observar a peça de transição que estabelece a ligação entre as partes inferior e superior. A razão para a existência destes componentes, deve-se a uma maior facilidade de alisar a areia, retirando a parte superior. As torres eólicas reais também são constituídas por estes três elementos, no entanto, nesses casos existe continuidade das rotações, conforme foi referido no início deste capítulo. No modelo representado, as rotações imediatamente acima e abaixo são diferentes. Simplificadamente, irá considerar-se a rigidez média equivalente de uma consola com o comprimento total do monopilar. No topo deste, colocam-se os discos metálicos representados, de modo a avaliar a evolução da frequência natural com o acréscimo de massa. Em cada incremento, espera-se que o sistema estrutural passe a depender, em larga medida, da massa concentrada, em detrimento da distribuída.

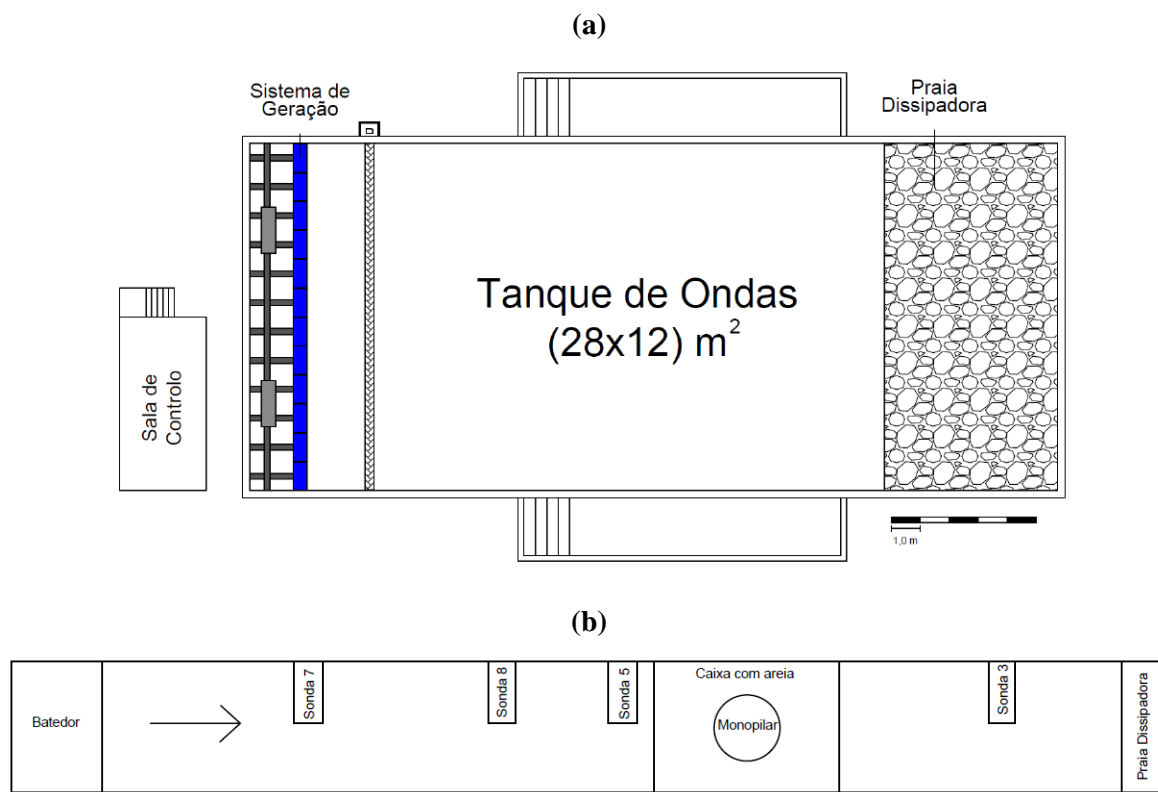


Figura 4.2 – Planta esquemática do *Setup* experimental: (a) tanque de ondas; (b) canal.

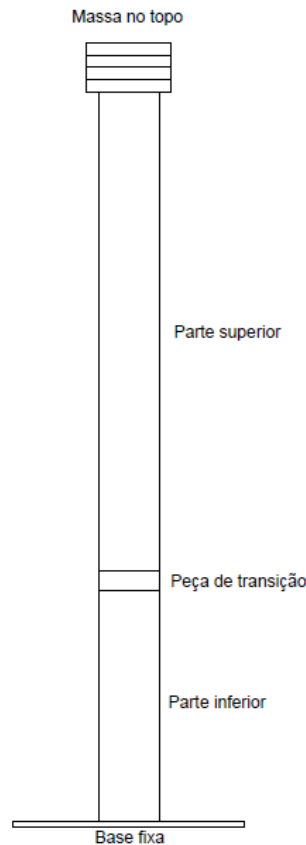


Figura 4.3 – Corte longitudinal esquemático do monopilar.

4.3. MATERIAIS E COMPONENTES

No trabalho experimental utilizaram-se os seguintes materiais e componentes:

- Água de densidade 1000 kg/m^3 ;
- Sistema de agitação marítimo;
- Canal com 77 cm de largura, que evita a ocorrência dos efeitos parede [12];
- Rampas de madeira com superfície rugosa;
- Caixas de madeira e plástico com areia de granulometria reduzida;
- Proteção de brita e camada de filtro em areia;
- Sondas para medir alturas de água;
- Acelerômetros, *hardware* e *software* de apoio;
- Máquina fotográfica;
- Mantas de geotêxtil para revestimento das caixas de madeira;
- Massas metálicas;
- Monopilar em *perspex*.

A geração de ondas efetuou-se com recurso ao sistema de agitação marítimo (batedores) do tanque de ondas do *Laboratório de Hidráulica* da FEUP. A água utilizada apresenta uma temperatura média de 20°C que conduz a uma viscosidade dinâmica de 10^{-3} Pa.s , enquanto que a areia que simula o solo de fundação possui um diâmetro médio das partículas $D_{50} = 0,3 \text{ mm}$ (ver Figura 4.7). As dimensões da caixa de madeira são suficientemente grandes para que, por um lado as paredes não tenham influência no fenómeno estudado, e por outro as erosões não atinjam o fundo do canal, em betão. A proteção realiza-se com uma camada de brita e um núcleo em areia, estando as respetivas curvas granulométricas

representadas nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10, com os respectivos diâmetro médio das partículas D_{50} e o coeficiente de uniformidade C_u estimados.

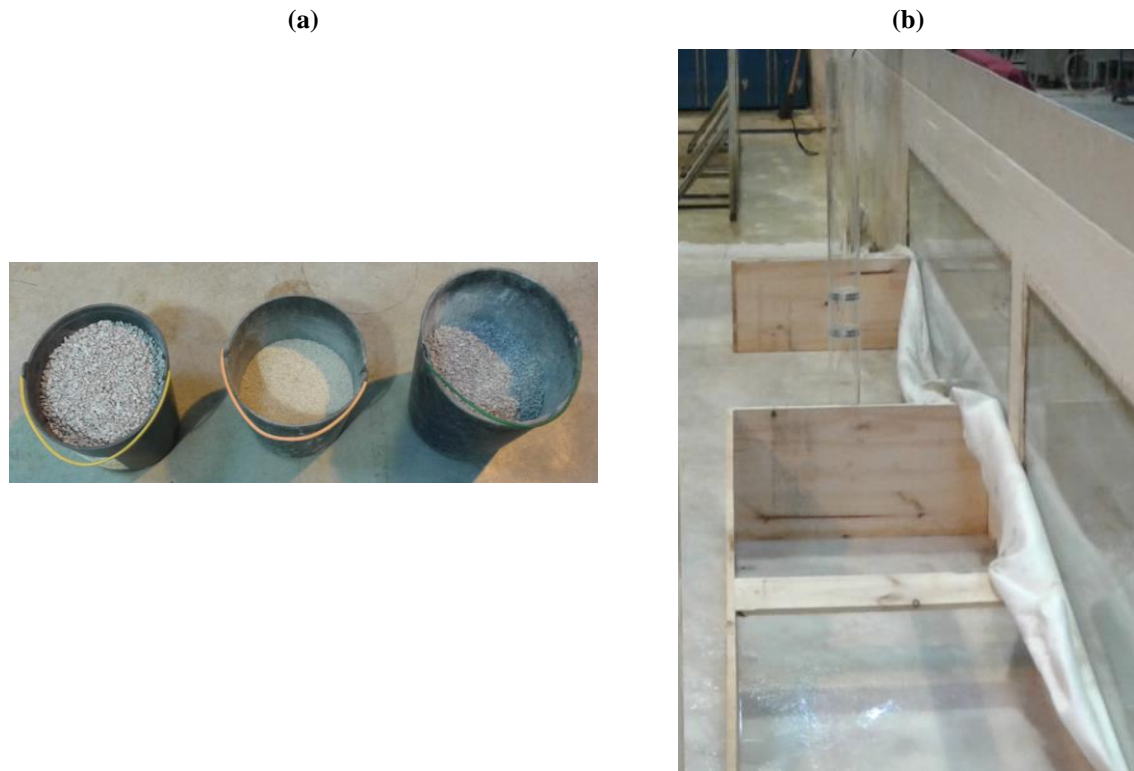


Figura 4.4 – (a) Agregados utilizados na proteção; (b) Caixa de madeira com monopilar em *perspex* (durante a montagem).

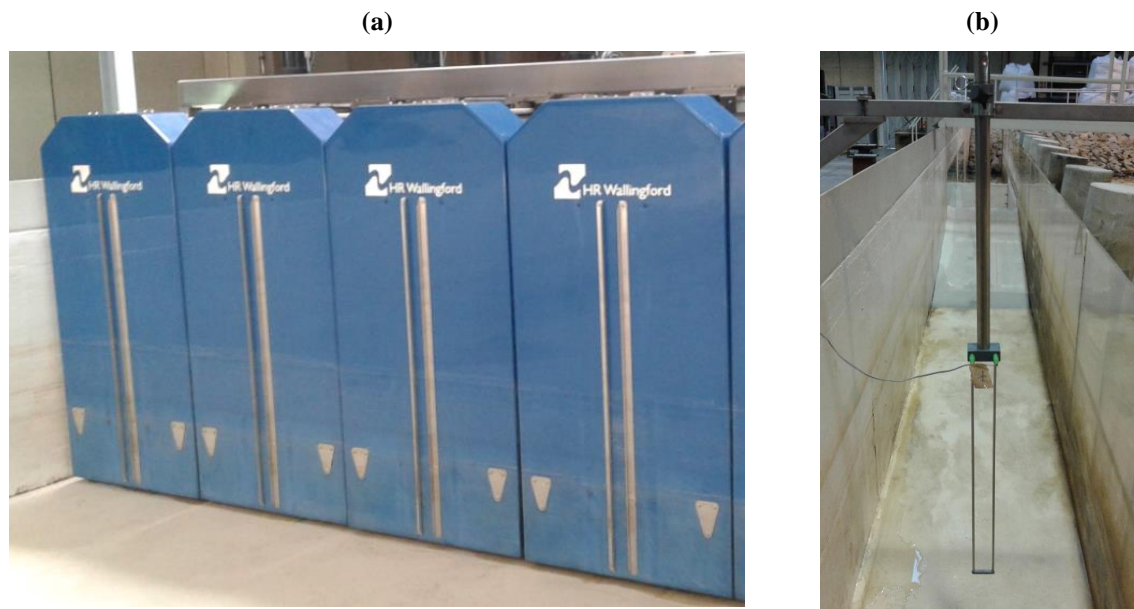


Figura 4.5 – (a) Sistema de agitação marítimo; (b) Sonda representativa (antes do enchimento do tanque).

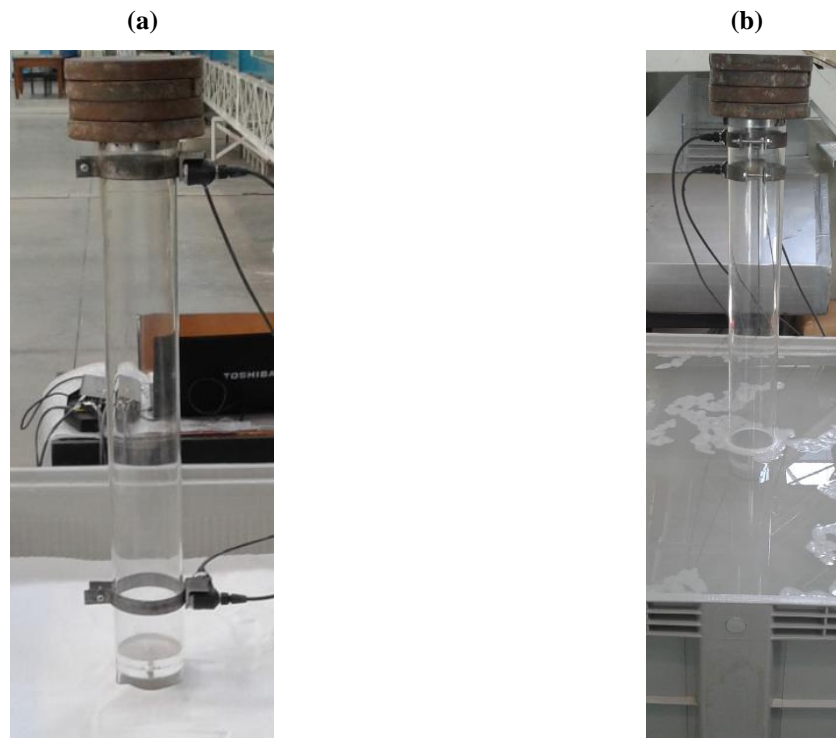


Figura 4.6 – Acelerômetros com equipamento de apoio e massas no topo do monopilar (antes da realização de medições sem água e com água).

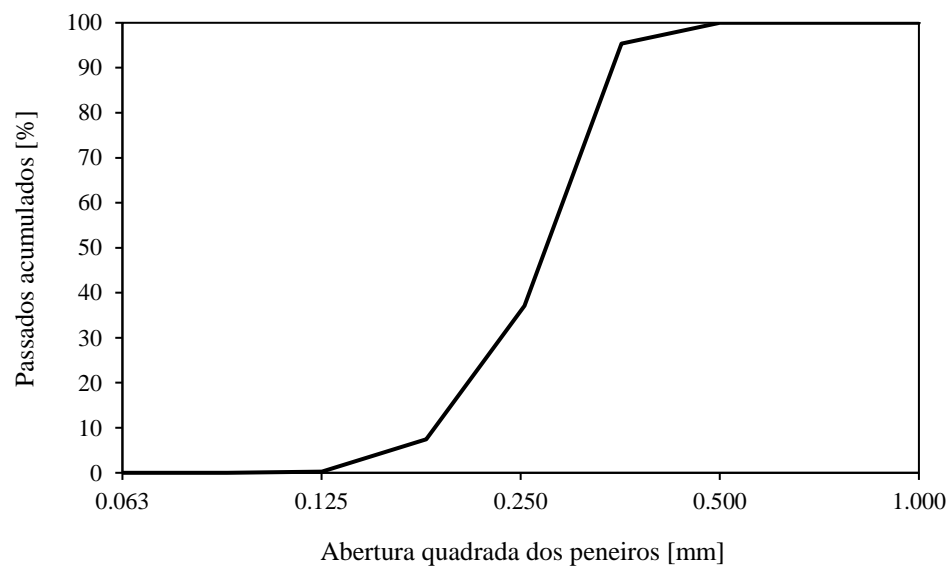


Figura 4.7 – Curva granulométrica da areia fina usada como solo de fundação (SP55).

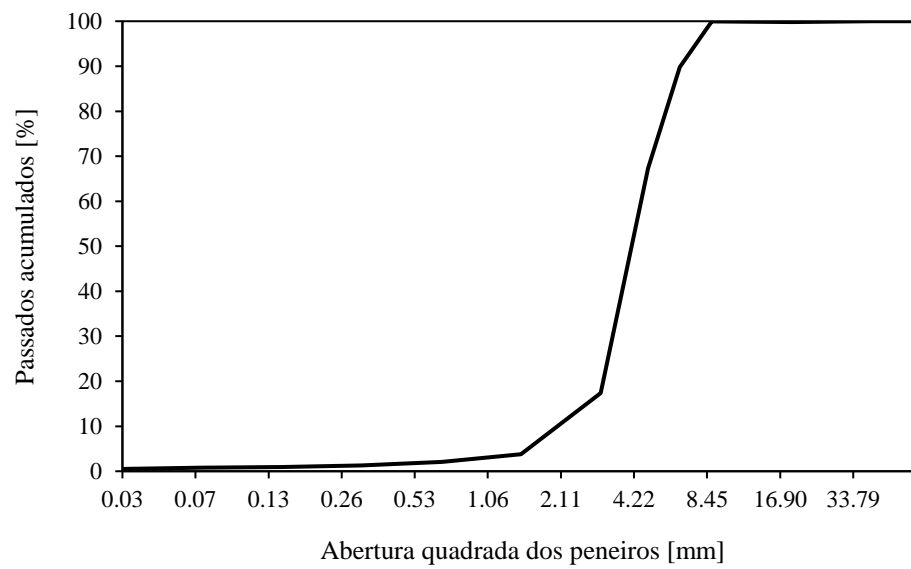


Figura 4.8 – Curva granulométrica da brita bruta para a proteção ($D_{50} = 5,5$ mm e $C_u = 1,5$).

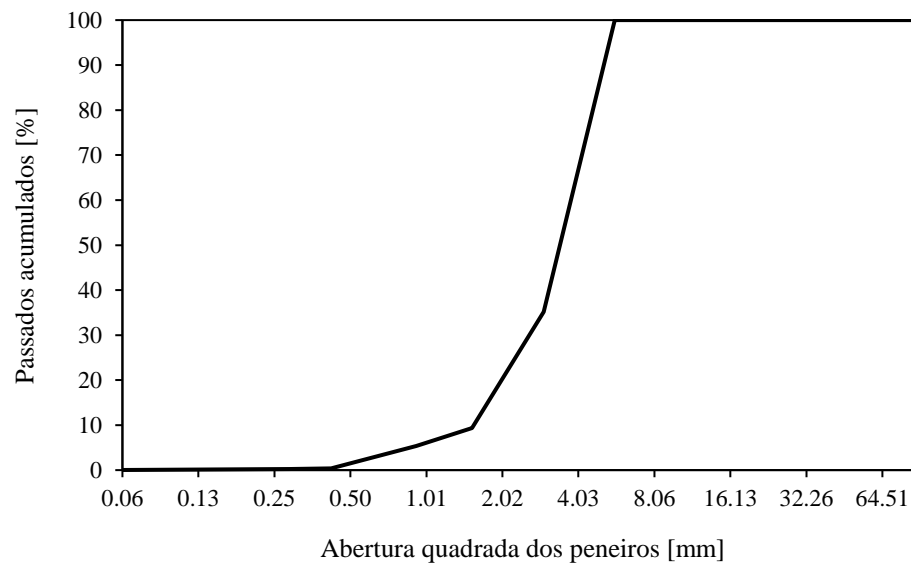


Figura 4.9 – Curva granulométrica da brita peneirada para a proteção ($D_{50} = 4,5$ mm e $C_u = 1,2$).

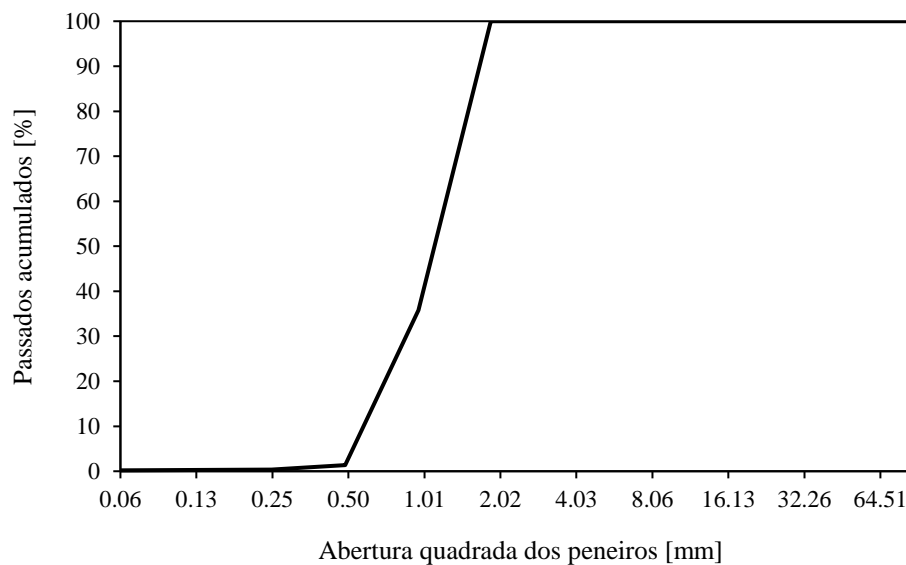


Figura 4.10 – Curva granulométrica da areia para o filtro da proteção.

4.4. PROCEDIMENTO

Antes de proceder à geração de ondas é necessário fazer a calibração das sondas, de forma a fixar um intervalo maior que a amplitude daquelas, isto é, as sondas recolherem todas as ondas geradas durante um ensaio. O espectro escolhido foi um espectro de ondas irregulares *JONSWAP* com os parâmetros de onda indicados na Tabela 4.1, correspondentes às condições limite do local de estudo. Posteriormente, procede-se à geração de ondas, a partir da estação de controlo, sendo utilizado o sistema de absorção ativa, de forma a remover a reflexão originada pela presença das paredes do canal, que não existe na estrutura real [38]. Os ensaios são devidamente acompanhados, de modo a efetuar a observação do fenómeno de erosão junto ao monopilar, estando as sondas a fazer a aquisição das alturas e períodos de onda a serem processados.

De seguida procede-se à medição das acelerações em regime de vibração livre, sendo estas posteriormente processadas, de forma a obter as frequências naturais para vários incrementos de massa no topo do elemento estrutural, considerando diferentes alturas de água e areia. Os registos foram efetuados com o apoio da equipa de investigadores e técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (*LESE*), recorrendo a acelerómetros e equipamento de apoio do mesmo laboratório (4.6). Previamente às medições no interior do canal fez-se a recolha dos valores das frequências naturais do monopilar, estabelecendo diferentes estados e condições no solo de fundação. O objetivo destas medições preliminares foi perceber a evolução da frequência natural com a altura de areia e a presença de água na fundação. Estes valores são comparados com os obtidos antes e depois da formação de cavidades no interior do canal. Os resultados de todos os ensaios encontram-se no Anexo A deste trabalho, sendo feita a sua discussão no Capítulo 5.

Posteriormente, o tanque é esvaziado e dá-se início à fotogrametria de curto alcance. Esta técnica consiste em gerar um modelo 3D com o monopilar e as erosões localizadas em torno deste. Nesse sentido foi necessário fazer uma recolha fotográfica sobre o elemento estrutural e a respetiva cavidade, que mais tarde é importada para o programa *Agisoft*. Este *software* cria uma nuvem de pontos com o registo fotográfico e os vários pontos de controlo definidos previamente. Após a criação da nuvem de pontos é então gerado o modelo 3D. Este último é importado para o *software Global Mapper*, de onde são

recolhidos os perfis de erosão dos diferentes testes realizados, estando estes indicados nas Figuras 5.10 e 5.11 do Capítulo 5 [50].

4.5. TESTES HIDRODINÂMICOS

De acordo com as condições do mar do Norte, mais propriamente junto ao parque eólico de *Horns Rev III*, realizaram-se dois cenários com alturas de água e condições de agitação distintas, sendo ambas realistas, no que concerne à consideração de condições extremas, e encontram-se especificados na Tabela 4.1 (ensaios 1 e 2). No primeiro caso procurou-se a formação de cavidades de erosão com maiores altura e período de onda e uma tempestade de maior duração, cerca de 14 h. No segundo, reduziram-se as alturas e o período de onda, havendo uma tempestade mais reduzida, na ordem das 7,5 h. A uma redução da altura de onda encontra-se inerente a redução da altura de água, que implica o esvaziamento do tanque entre os ensaios 1 e 2. Para profundidades mais baixas as erosões localizadas tendem a aumentar [13]. As fotografias referentes ao ensaio 1 encontram-se na Figura 4.11, enquanto que as respeitantes ao ensaio 2 apresentam-se na Figura 4.12.

Tabela 4.1 – Testes realizados no tanque de ondas.

Ensaio	Escala	Altura de água [m]	Altura de onda [m]	Período de onda [s]	Número de ondas	Tempo de Ensaio [h]
1	Modelo	0,70	0,114	1,41	5000	1,96
	Protótipo	35	5,70	10	-	-
2	Modelo	0,55	0,075	1,27	3000	1,06
	Protótipo	27,5	3,75	9	-	-
3	Modelo	0,55	0,075	1,27	3000	1,06
	Protótipo	27,5	3,75	9	-	-

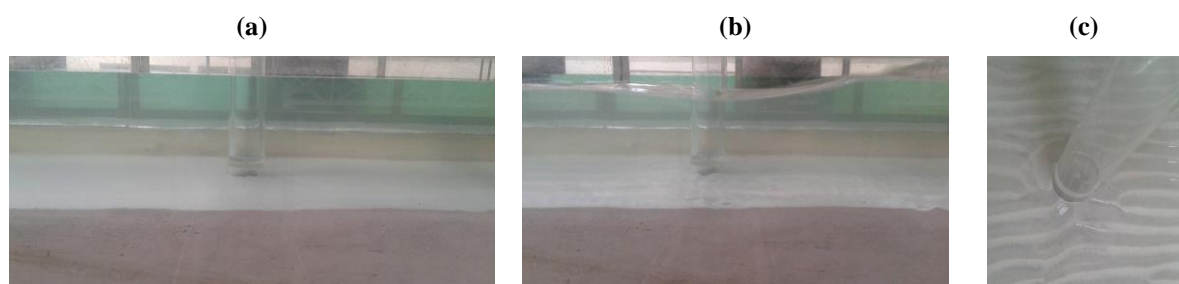


Figura 4.11 – Ensaio 1: (a) antes do ensaio; (b) durante o ensaio; (c) após o ensaio.

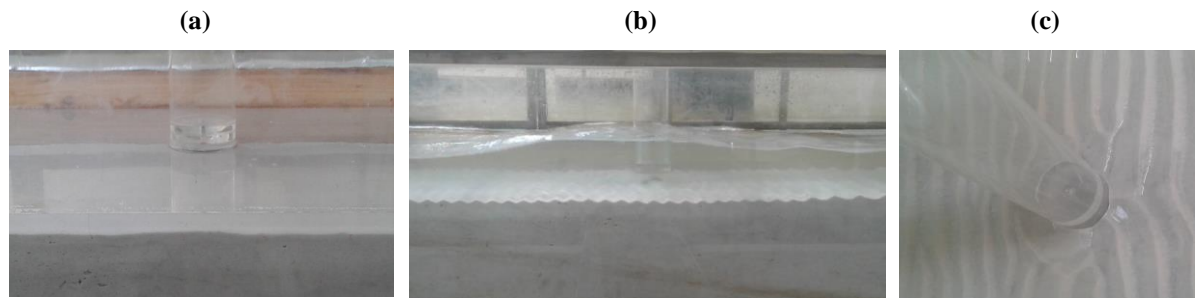


Figura 4.12 – Ensaio 2: (a) antes do ensaio; (b) durante o ensaio; (c) após o ensaio.

Relativamente ao cenário 3, a tempestade gerada apresenta as mesmas características que o cenário 2, no entanto o que se pretende avaliar é a estabilidade da proteção em relação às erosões localizadas. A proteção apresenta uma altura igual a $2D_{50}$, sendo apresentadas na Figura 4.13 as imagens correspondentes a este ensaio. Conforme se pode observar, além da formação da cavidade de erosão em torno do monopilar, esta também ocorreu em torno da proteção. A proteção falhou, portanto, seria necessário aumentar a altura daquela para $4D_{50}$, fazer novo teste e avaliar a estabilidade. No entanto, devido ao tempo disponível apenas foi possível medir a frequência natural nestas condições.

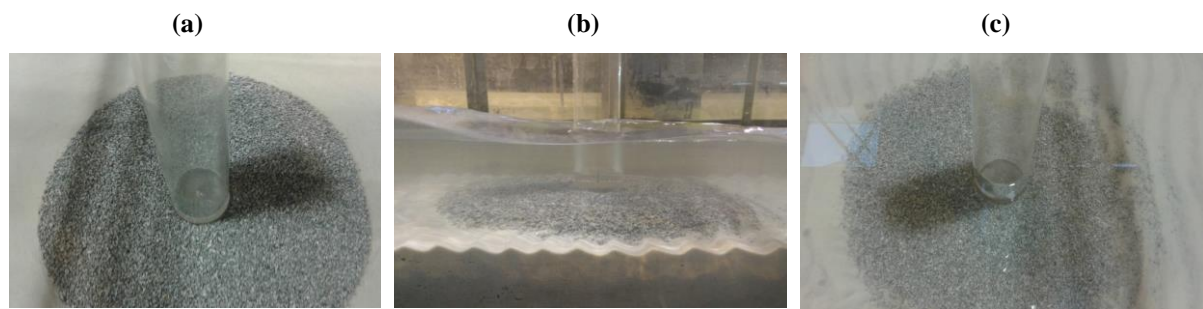


Figura 4.13 – Ensaio 3: (a) antes do ensaio; (b) durante o ensaio; (c) após o ensaio.

A profundidade das erosões localizadas ficou abaixo do esperado, não podendo ser observada uma clara diferença na frequência natural, antes e após o ensaio. Conforme se pode observar nas várias imagens acima representadas, as erosões além de se desenvolverem em torno do monopilar também ocorreram à volta da proteção, nas arestas das caixas de madeira e mesmo junto à janela de observação. As correntes marítimas não foram consideradas, sendo que a única forma de as ter em conta seria com recurso a bombas hidráulicas, de forma a aumentar a velocidade de arrastamento dos sedimentos. Devido à elevada secção do canal, comparativamente com a secção dos tubos de saída das bombas e ao reduzido número bombas disponíveis (apenas duas) não foi possível obter velocidades consideráveis que contribuíssem para erosões significativas. Contudo é possível proceder à realização dos mesmos estudos numericamente, conforme será apresentado no Capítulo 6.

4.6. AQUISIÇÃO DE DADOS

4.6.1. ALTURAS DE ONDA

Em simultâneo com a geração de ondas existe a recolha das alturas de onda e períodos da mesma. As medições fazem-se com recurso a sondas distribuídas por todo o comprimento do canal, as quais transmitem um sinal eletromagnético para o *software DAQ* que faz o processamento. Posteriormente é efetuada a recolha dos dados indicados nas Tabelas 4.2 e 4.3, que dizem respeito aos ensaios 1, 2 e 3. As alturas de onda do terço e do décimo superior representam-se por $H_{1/3}$ e $H_{1/10}$, respetivamente, enquanto que o período do terço superior representa-se por $T_{1/3}$. É importante referir que as sondas recolheram parte das ondas geradas e que os resultados dos ensaios 2 e 3 deveriam apresentar diferenças. A função distribuição é a mesma nestes cenários, devido ao facto dos parâmetros de entrada desta serem iguais (espectro *JONSWAP*). No entanto, a função densidade gerada corresponde a uma amostra muito próxima nos dois cenários, mas não igual como se encontra representado na Tabela 4.3. A razão para isso deve-se à rebentação das ondas numa fase inicial e a problemas no equipamento de aquisição de dados, que, aliás, teve que ser substituído recentemente. A sonda mais próxima do monopilar foi a sonda 8, pelo que os resultados desta seriam os que melhor traduzem as solicitações sobre aquele. No entanto, os valores de cálculo de onda introduzidos no *software* correspondem ao período de pico e à altura de onda significativa.

Tabela 4.2 – Resultados registados nas sondas no ensaio 1.

Sonda	Número de ondas	Altura máxima [m]	H 1/3 [m]	H 1/10 [m]	Altura média [m]	Período médio [s]	T 1/3 [s]
3	4402	0,086	0,058	0,068	0,036	0,036	1,302
5	3902	0,125	0,081	0,104	0,050	0,976	1,339
7	4035	0,118	0,084	0,103	0,052	0,944	1,299
8	3826	0,122	0,077	0,100	0,050	0,996	1,351

Tabela 4.3 – Resultados registados nas sondas nos ensaios 2 e 3.

Sonda	Número de ondas	Altura máxima [m]	H 1/3 [m]	H 1/10 [m]	Altura média [m]	Período médio [s]	T 1/3 [s]
3	2277	0,093	0,060	0,073	0,040	1,454	2,784
5	2152	0,132	0,085	0,105	0,055	1,534	2,821
7	2171	0,130	0,086	0,109	0,054	1,515	2,826
8	2209	0,124	0,079	0,097	0,054	1,496	2,793

4.6.2. FREQUÊNCIA NATURAL

Conforme referido anteriormente, fez-se a medição da frequência natural da estrutura para diferentes condições de suporte. Observou-se as diferenças daquele valor conforme a altura de areia e água na fundação. Na Figura 4.14 apresenta-se um corte meramente ilustrativo do monopilar fixo na base com alturas de areia e água iguais a 40 cm e 55 cm, respetivamente. Na Tabela 4.4 registam-se as frequências observadas segundo cada uma das direções e para os diferentes incrementos de massa. Os resultados de todos os cenários podem ser consultados no Anexo A.

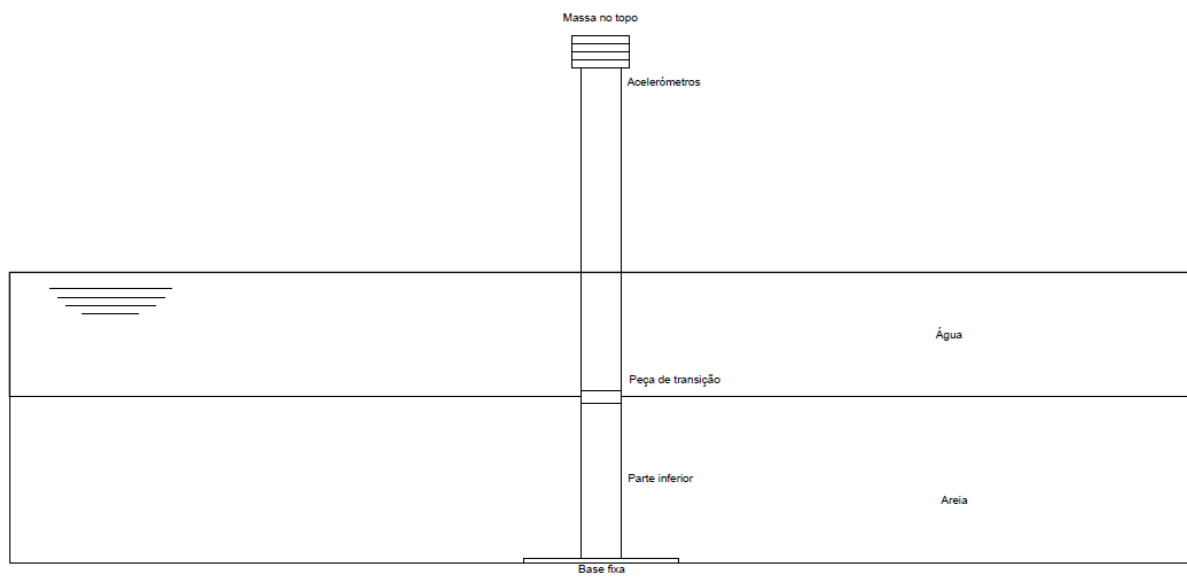


Figura 4.14 – Corte longitudinal esquemático do monopilar e solo de fundação.

Tabela 4.4 – Frequências naturais monopilar fixo na base com alturas de areia e água iguais a 40 cm e 55 cm.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Medição</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	13,207	13,76
		2	14,093	
		3	13,979	
	Transversal	4	12,907	13,25
		5	13,577	
		6	13,270	
11,2	Longitudinal	7	7,747	7,63
		8	7,449	
		9	7,693	
	Transversal	10	7,900	7,92
		11	8,043	
		12	7,819	
16,3	Longitudinal	13	5,912	5,86
		14	5,863	
		15	5,797	
	Transversal	16	6,152	6,03
		17	5,934	
		18	6,001	
21,1	Longitudinal	19	4,432	4,38
		20	4,380	
		21	4,336	
	Transversal	22	4,310	4,37
		23	4,413	
		24	4,384	

4.6.3. FOTOGRAMETRIA

Tendo em vista a realização da fotogrametria de curto alcance, tiraram-se fotografias de acordo com as recomendações aplicadas a esta técnica [50]. A Figura 4.15 representa as fotografias tipo que serão usadas na montagem do modelo 3D para os cenários 1, 2 e 3 respetivamente. As réguas localizadas na parte lateral do canal identificam os pontos de controlo que estabelecem a escala da fotografia. O resultado final do modelo será apresentado no Capítulo 5.

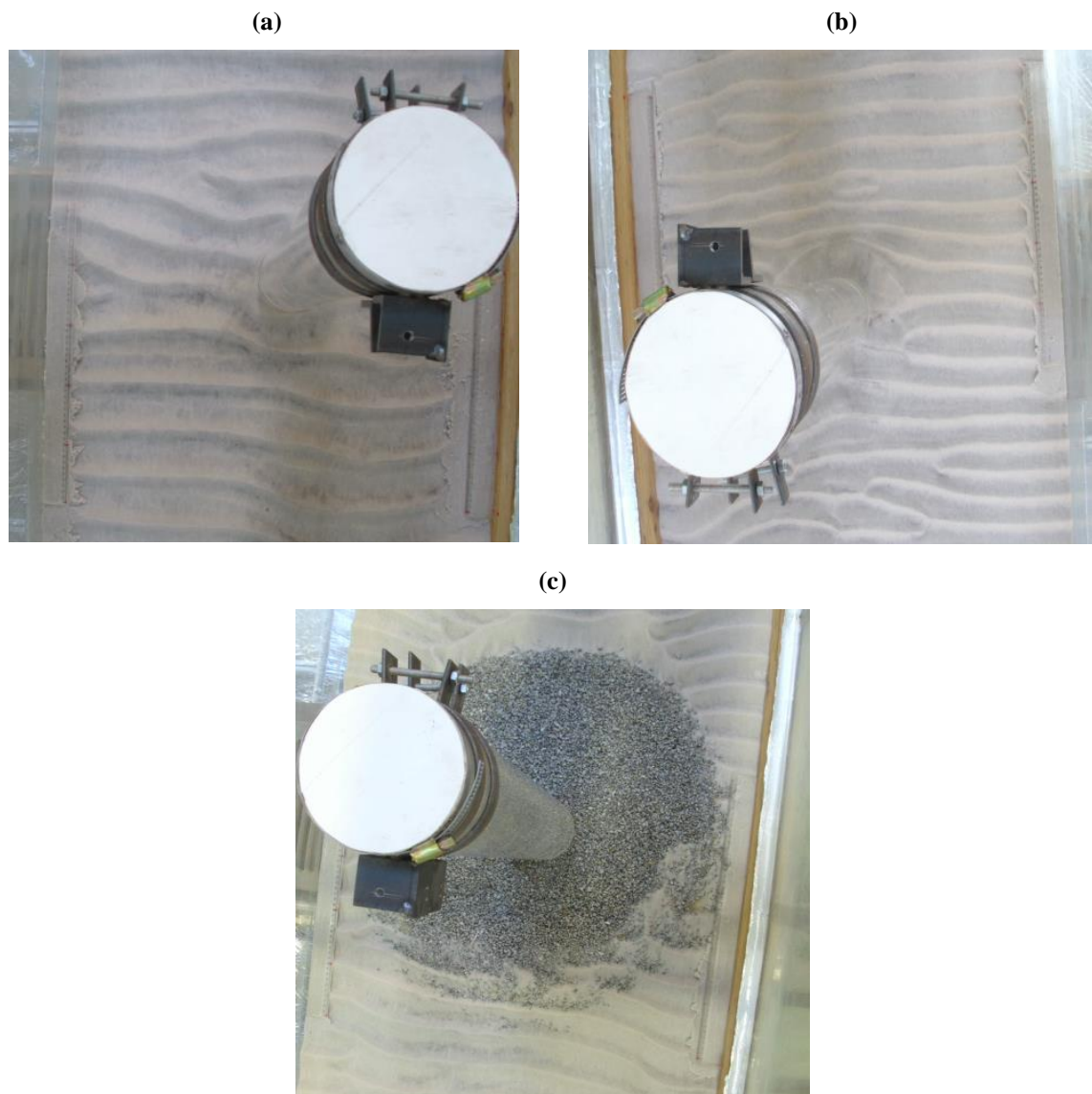


Figura 4.15 – Representação da erosão gerada nos cenários: (a) 1; (b) 2 e (c) 3.

5

ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1. CONDIÇÕES EXPERIMENTAIS

Neste capítulo pretende-se analisar o impacto que a profundidade de erosão provoca na frequência de vibração deste tipo de estruturas. Desta forma, e uma vez que se espera obter a relação entre as variáveis anteriores, num modelo à escala reduzida, facilmente se percebe a importância de estudar, numa primeira fase, a influência que as diferentes situações de ensaio têm no comportamento dinâmico do sistema. Os primeiros dez cenários dizem respeito à calibração da frequência nessas condições. Numa segunda fase, fez-se novamente a medição da frequência, mas desta vez com o objetivo de perceber o impacto que as erosões localizadas e suas proteções produzem no comportamento estrutural.

Tendo em consideração toda a logística necessária, bem como o tempo disponível para a execução das diferentes configurações do *Setup*, procedeu-se ao estudo da frequência para as diferentes condições indicadas na Tabela 5.1. O cenário 1 tem duas particularidades em relação aos restantes, tendo em conta a logística necessária e o tempo disponível. Em primeiro lugar porque se realizaram dois ensaios em cada direção, em vez de três, para o sistema com massa uniformemente distribuída. Em segundo, devido ao facto de não se ter efetuado o último incremento de massa no topo, pelas mesmas razões. Os resultados de todos os ensaios encontram-se disponíveis no *Anexo A*.

Tabela 5.1 – Condições experimentais para o monopilar fixo na base.

Cenário	Tipo	Altura de água [cm]	Altura de areia [cm]	Altura da proteção [cm]	Tipo de proteção	Número de ondas
1	Calibração	-	-	-	-	-
2	Calibração	20	-	-	-	-
3	Calibração	-	20	-	-	-
4	Calibração	-	40	-	-	-
5	Calibração	40	40	-	-	-
6	Calibração	55	40	-	-	-
7	Calibração	-	40	2D	Bruta	-
8	Calibração	-	40	2D	Peneirada	-
9	Calibração	-	40	4D	Bruta	-
10	Calibração	-	40	4D	Peneirada	-
11	Ensaio	70	40	-	-	5000
12	Ensaio	55	40	-	-	3000
13	Ensaio	55	40	2D	Peneirada	3000

5.2. FREQUÊNCIAS ESPERADAS

5.2.1. VARIAÇÃO DA FREQUÊNCIA DE ACORDO COM A DIREÇÃO EM ANÁLISE

O modelo apresenta uma secção transversal tubular com dois eixos de simetria. Como tal, caso este não possua imperfeições, não se esperam obter diferenças significativas nas frequências, segundo cada uma das direções em planta. No entanto, importa salientar que, para o monopilar em análise, existem desvios na geometria (imperfeições no processo de fabrico), nomeadamente ao nível da espessura do tubo. Por outro lado, nas situações em que o solo se encontra no sistema, ou seja, naquelas em que há interação solo-estrutura, esperam-se diferenças de frequência menos relevantes entre as direções. Nestes casos tratar-se-á de uma análise praticamente axissimétrica porque a rigidez do solo passa a ter participação relevante no modo de vibração. De acordo com a bibliografia, a relação entre a rigidez de uma estaca (peça linear flexível) e o solo envolvente, pode ser calculada pela Equação 5.1. Trata-se de uma forma aproximada de prever a participação da rigidez do solo no problema [65].

$$K \equiv 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_s I_p}} \times \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad (5.1)$$

em que K designa o módulo de reação do solo [$\text{N}\cdot\text{m}^{-3}$], E_s o módulo de elasticidade do solo [$\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$], D o diâmetro do monopilar [m] e ν_s o coeficiente de Poisson do solo [-].

5.2.2. EVOLUÇÃO DA FREQUÊNCIA COM O INCREMENTO DE MASSA

Espera-se que a frequência diminua com o incremento de massa, de forma não linear para os diferentes cenários. No caso em que a estrutura se encontra fixa usa-se a relação entre frequência, massa e rigidez, descrita na Equação 5.2, adotada para sistemas de um grau de liberdade, com massas concentradas e distribuídas. Na realidade, a estrutura só exibe o comportamento de um sistema de um grau de liberdade, quando a massa distribuída deixa de ter relevância.

$$f_n^2 \cong \frac{3,04}{4\pi^2} + \frac{EI}{(m_{top} + 0,227\mu L)L^3} \quad (5.2)$$

em que EI designa a rigidez à flexão média do elemento [$\text{N}\cdot\text{m}^2$], m_{top} o valor da massa concentrada no topo, tendo sido considerados três cenários de massa m_1 , m_2 e m_3 [kg], μL a massa distribuída do elemento [kg] e L o comprimento do elemento [m].

5.2.3. EVOLUÇÃO DA FREQUÊNCIA COM A ALTURA DOS AGREGADOS NA FUNDAÇÃO

Prevê-se um aumento da frequência com a altura das camadas de areia (entre os Cenários 3 e 4) e brita (Cenários 7 a 10), dado que maiores alturas destes materiais originam maior restrição em relação à deformação do monopilar, o que deverá conduzir a frequências mais elevadas. Para os dois tipos de proteção, neste caso brita peneirada e brita bruta. A diferença fundamental entre ambas reside na curva granulométrica. A brita bruta não foi peneirada, por isso apresenta uma curva granulométrica mais extensa. A brita peneirada possui uma curva granulométrica menos extensa, dado que foram eliminadas as frações acima de 4 mm. Estima-se que a frequência de vibração seja superior, no caso em que a proteção se realiza com brita bruta. Esta previsão deve-se ao facto de esta ter uma curva granulométrica mais extensa, ou seja, as partículas de menor dimensão tendem a ocupar os interstícios das maiores, durante a deposição deste material. O imbricamento dos grãos deverá conferir maior rigidez [58], logo resultar numa maior frequência de oscilação do sistema. Espera-se, por ordem crescente, para os cenários em que os agregados estão a seco (sem toalha freática), a relação entre frequências descrita na Equação (5.3).

$$f_1 < f_3 < f_4 < f_7 < f_8 < f_9 < f_{10} \quad (5.3)$$

5.2.4. EVOLUÇÃO DA FREQUÊNCIA COM A ÁGUA NA FUNDAÇÃO

Estima-se que a presença de água, por si só, não tenha influência na frequência de vibração. No entanto, o efeito da massa adicional, induzida pelo movimento da água em torno da estrutura pode também ser mobilizada, diminuindo a frequência natural [66]. Este fenômeno não deverá ser significativo, dado que a superfície de contacto é reduzida (ver Figura 5.1). Por outro lado, quando se avalia o efeito da massa adicionada no protótipo, o seu significado passa a ser relevante. Espera-se que a frequência natural nos Cenários 1 e 2, seja muito próxima, conforme indicado na Equação (5.4). Um dos trabalhos, apresentado na revisão de literatura, concluiu que a água não tem influência na frequência natural para os monopilares mais flexíveis [26].

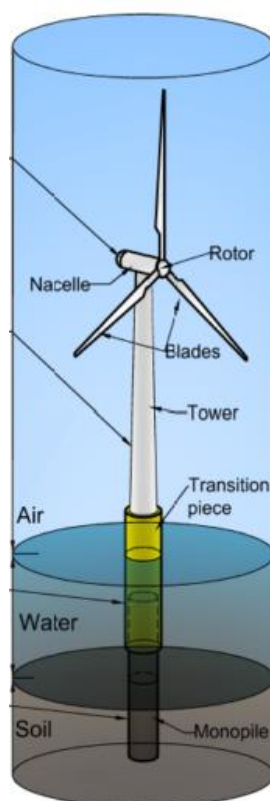


Figura 5.1 – Massa adicionada ao sistema devido à presença de água (Adaptado de [36]).

$$f_1 \cong f_2 \quad (5.4)$$

De acordo com o *Princípio da Tensão Efetiva de Terzaghi*, a presença de água nos maciços terrosos diminui a resistência do esqueleto sólido [58]. Admitindo que não ocorre o efeito de massa adicionada, como foi referido acima, prevê-se uma diminuição da frequência do Cenário 4 para o 5, devido à redução da tensão de repouso. Esta deve-se à existência de uma coluna líquida com a mesma altura do solo, que faz baixar o estado de tensão da matriz sólida. Nas Equações (5.3) e (5.4), calcula-se a tensão efetiva vertical de repouso na base do estrato, em ambos os cenários, arbitrando para a areia e para a água, pesos volúnicos de 18 kN/m³ e 10 kN/m³, respetivamente. O peso volúmico da areia encontra-se entre 17,5 kN/m³ e 19 kN/m³, sendo que o valor adotado é meramente indicativo. O principal objetivo aqui não é ter uma grande precisão no valor do peso volúmico, até porque isso não é possível nas condições do

problema. Importa salientar que a consideração do estado de repouso encontra-se associada a pequenas deformações, ou seja o solo permanece suficientemente afastado dos estados limite ativo e passivo.

Na Figura 5.2 representa-se a deformada de uma estaca solicitada transversalmente. Como se pode observar, todo o solo em volta da mesma é mobilizado devido a uma ação lateral. Na parte de trás da estaca, após o carregamento, representada na da Figura 5.2 - b), o solo encontra-se sujeito a tração pura, por isso não existe componente resistente. A resistência do solo é mobilizada na parte da frente por compressão pura, na lateral por corte direto e a 45° por uma combinação destas últimas. Em termos de comportamento do solo, a deformada inerente a uma solicitação transversal, no domínio das pequenas deformações, corresponde à deformada da primeira configuração do método de deslocamentos. A partir desta resulta a rigidez que dá origem ao primeiro modo de vibração, sendo que a hipótese das pequenas deformações, mantém-se válida no domínio da análise dinâmica.

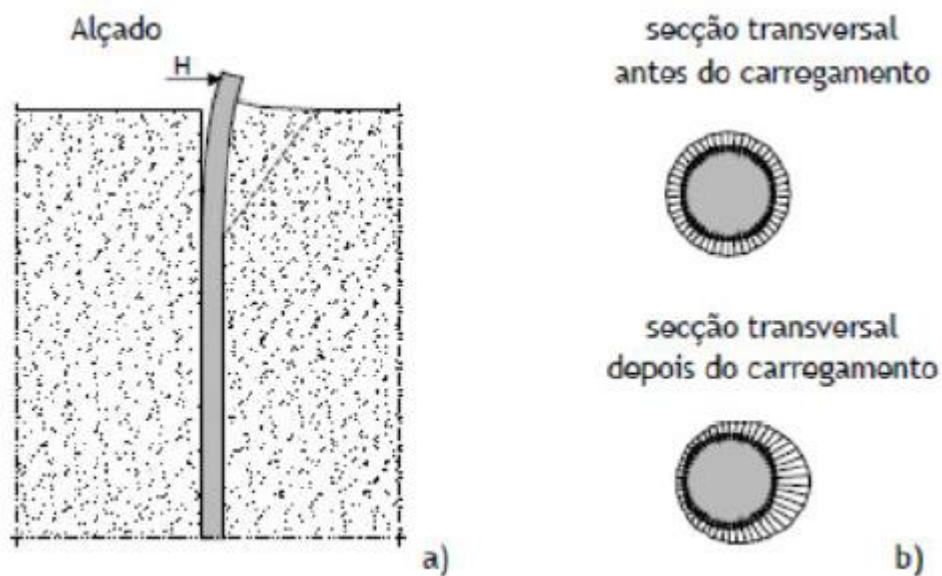


Figura 5.2 – Estaca solicitada transversalmente: (a) representação esquemática da deformada; (b) diagrama de pressões em torno da estaca [65].

$$\sigma'_v \equiv 18 \times 0,40 \equiv 7,20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} \quad (5.3)$$

$$\sigma'_v \equiv 18 \times 0,40 - 10 \times 0,40 \equiv 3,20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} \quad (5.4)$$

Conforme já referido neste trabalho existe uma relação direta entre a resistência e a rigidez de um dado solo, daí a estimativa de maiores frequências no Cenário 4. À semelhança do que acontece nos casos anteriores, quando a coluna líquida se encontra acima da camada superior de solo (Cenário 6), o valor da tensão efetiva diminui de forma mais acentuada. Neste caso a tensão efetiva vertical na base do estrato passa a ser calculada de acordo com a Equação (5.5).

$$\sigma'_v \equiv 18 \times 0,40 - 10 \times 0,55 \equiv 1,70 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} \quad (5.5)$$

A evolução, por ordem crescente, da frequência prevista para os cenários descritos, encontra-se na Equação (5.6).

$$f_6 < f_5 < f_4 \quad (5.6)$$

Nos Cenários 11 e 12 solicita-se o monopilar com ondas, medindo-se a frequência no final de cada ensaio, por isso o estado de tensão do solo já não é o de repouso. Desta forma, prevê-se que as frequências medidas sejam inferiores às do Cenário 6, devido ao desenvolvimento do fenómeno de erosão, que tende a aliviar a capacidade portante do solo de fundação.

Entre os Cenários 11 e 12, a formação da cavidade de erosão depende dos *inputs* considerados no *Setup* e no equipamento de geração de ondas, tais como alturas de água e de onda e ainda o período desta. No entanto espera-se mais erosão no Cenário 12, devido ao facto de a altura de água ser mais reduzida (ver Tabela 5.1), aumentando assim as tensões de arrastamento das partículas, de acordo com a Equação 3.2 do Capítulo 2, onde se pode verificar que as tensões de arrastamento aumentam com a velocidade do escoamento. De uma forma geral, espera-se uma redução da frequência natural de vibração após a ocorrência de erosões localizadas e um aumento da mesma variável quando se colocam proteções.

5.3. FREQUÊNCIAS OBSERVADAS

5.3.1. VARIAÇÃO DA FREQUÊNCIA DE ACORDO COM A DIREÇÃO EM ANÁLISE

De seguida, procura-se obter o valor da frequência natural para diferentes condições fronteira, conforme enunciado no ponto anterior. Importa desde já salientar que as frequências médias observadas nesta peça, nas direções longitudinal e transversal apresentam, inicialmente, diferenças significativas. Estas passam a ser muito reduzidas, a partir do último incremento de massa, conforme se observa na Figura 5.3. A explicação para este resultado deve-se ao facto de, neste último caso, estarmos mais próximos de um sistema com massa concentrada no topo.

Os gráficos dizem respeito aos Cenários 1 e 2, nos quais o monopilar se encontra fixo na base e fixo na base com uma altura de água de 20 cm. Conforme se referiu no início do capítulo, para o Cenário 1, existem apenas duas medições no sistema com massa distribuída (M_0) e duas adições de massa no topo (M_1 e M_2). Em todos os outros cenários, recolheram-se resultados com três medições por cada incremento de massa, tendo um total de três incrementos (M_1 , M_2 e M_3). Os resultados individuais de cada ensaio podem ser consultados nas tabelas apresentadas no Anexo A.

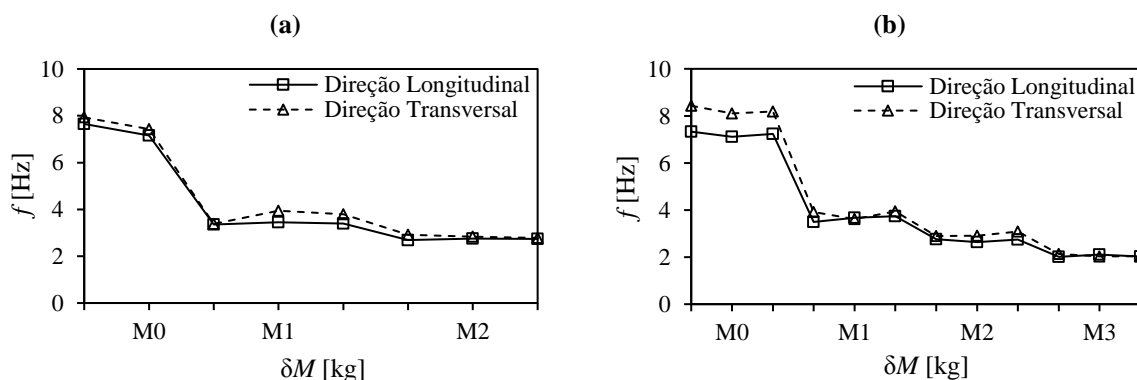


Figura 5.3 – (a) Monopilar fixo na base; (b) com altura de água 20 cm.

[Nota: Apenas foram considerados incrementos correspondentes aos parâmetros M_i . Os marcadores da escala das abcissas entre estes parâmetros correspondem às repetições de registo, normalmente três para cada incremento].

Pode-se concluir para ambos os casos, que a partir do último incremento de massa na extremidade da consola que as diferenças de rigidez transversal, devidas às imperfeições de natureza geométrica, passam a ser irrelevantes face à massa adicionada. Este comportamento traduz-se na obtenção de frequências muito próximas em ambas as direções.

De seguida, apresentam-se os resultados obtidos para alturas de areia seca de 20 cm e 40 cm, onde se pretende analisar, uma vez mais, a variação da frequência natural com a direção em estudo. Na Figura 5.4, encontram-se as séries de resultados para as duas alturas de areia consideradas, respetivamente.

Observa-se, tal como nos dois cenários iniciais, uma tendência de convergência das frequências no último escalão de massa pontual aplicada no topo do monopilar, tornando-se clara no Cenário 4 (altura de areia de 40 cm).

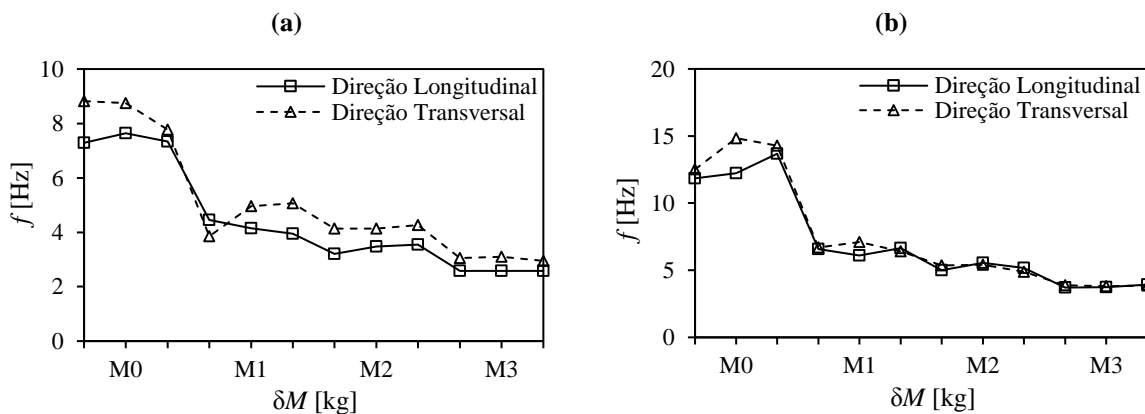


Figura 5.4 – Monopilar fixo na base com altura de areia: (a) 20 cm; (b) 40 cm.

Pode-se concluir que as imperfeições geométricas deixam de ter significado quando a massa distribuída é cerca de $1/4$ da massa total, dado que as frequências registadas em ambas as direções, no último incremento massa são praticamente iguais. Por outro lado, quando as fronteiras da estrutura apresentam alturas a partir de $1/3$ do comprimento total, verificam-se frequências naturais semelhantes em ambas as direções.

Os resultados obtidos encontram-se de acordo com a previsão teórica, ou seja, à medida que as fronteiras conferem maior confinamento à estrutura, esta tende a ser mais flexível que a areia envolvente. Trata-se de um comportamento típico de uma estrutura flexível, cuja sua rigidez perde importância relativamente ao solo de fundação. Esta constatação é de extrema importância, uma vez que se tenta reproduzir em laboratório o comportamento de uma estrutura real que é flexível.

A Figura 5.5 representa as deformadas típicas de estacas rígidas e flexíveis, respetivamente [67]. No primeiro caso, a rigidez da estaca é superior à do solo, por isso os modos de vibração da estrutura não dependem do solo envolvente. Por outro lado, quando se passa para elementos flexíveis, o comportamento dinâmico depende, em larga medida da interação solo-estrutura. Este último corresponde ao modelo em estudo, uma vez que as alterações nas frequências, de acordo com as condições fronteira provam isso mesmo.

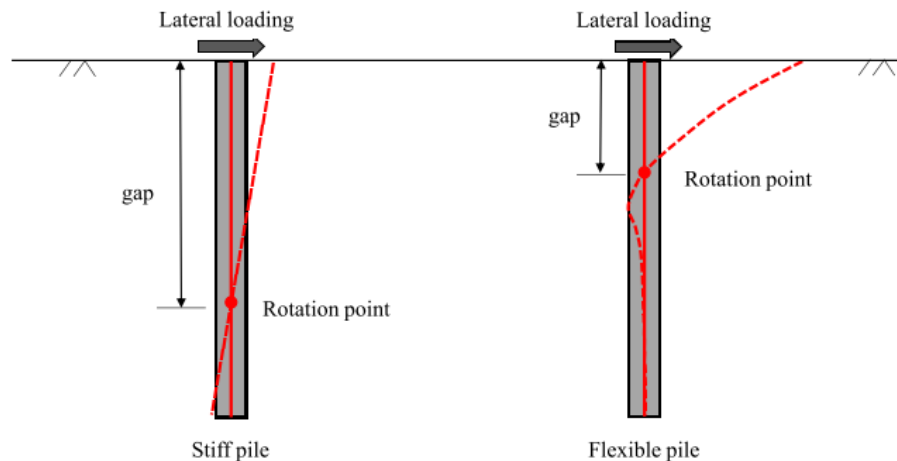


Figura 5.5 – Deformadas correspondentes a estacas rígidas e flexíveis (Adaptado de [67]).

5.3.2. EVOLUÇÃO DA FREQUÊNCIA COM O INCREMENTO DE MASSA

Para o cenário em que a estrutura se encontra fixa na base, o valor da frequência natural diminui com o aumento da massa, de forma não linear, conforme se pode observar na Figura 5.6. Neste caso, a maior redução dá-se no primeiro incremento de massa do sistema, cerca de 4 Hz. Na adição seguinte a descida encontra-se abaixo de 1 Hz, conforme é possível observar no mesmo gráfico ou ainda com mais detalhe no Anexo A. Este caso tem a particularidade já enunciada de, por questões de tempo, se terem realizado apenas dois ensaios em cada direção, para a primeira massa.

Na Figura 5.6, representa-se a relação entre a frequência e a massa do sistema, apenas na direção longitudinal, para os Cenários 2, 3 e 4. No sistema com massa distribuída há uma diferença significativa entre a frequência dos Cenários 2 e 3 e o 4 (cerca de 5 Hz), refletindo-se o crescimento de rigidez devido à presença de areia na frequência natural. Para um dado solo de fundação, a rigidez é diretamente proporcional à altura daquele material, de acordo com a Equação 3.10 do Capítulo 3.

Observa-se uma taxa de redução acentuada na primeira adição de massa, sendo progressivamente menor nos escalões seguintes (sempre à volta de 1 Hz). Este resultado, deve-se ao facto de o sistema passar a comportar-se como um sistema de um grau de liberdade. No último escalão, a frequência estabiliza em valores muito próximos dos 2 Hz, 3 Hz e 4 Hz, respetivamente. Desta forma, por observação do gráfico, verifica-se que a frequência aumenta, dentro deste domínio de análise, cerca de 1 Hz por cada 20 cm de altura de solo.

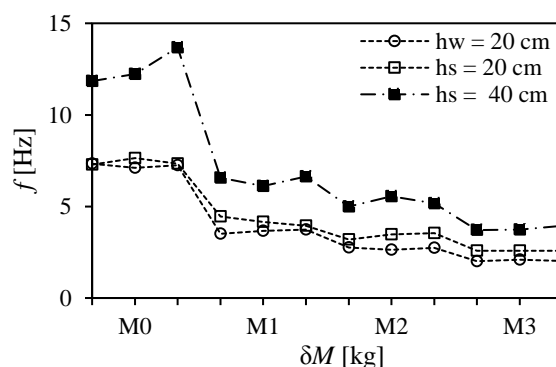


Figura 5.6 – Variação da frequência com a massa para os cenários descritos.

5.3.3. VARIAÇÃO DA FREQUÊNCIA DEVIDO À PRESENÇA DE ÁGUA

As diferenças nas frequências obtidas no sistema com água e sem água são pouco relevantes, como se pode analisar, por comparação, a tendência das curvas da Figura 5.7. Neste gráfico avaliam-se apenas os ensaios que foram efetuados nos Cenários 1 e 2. Tal como previsto, a massa de água adicionada é desprezável face à massa do sistema. Para uma altura de água de 20 cm, não existem praticamente variações na frequência de vibração, relativamente ao caso padrão, monopilar encastrado na base, sem areia e água. Estes resultados encontram-se de acordo com as conclusões de *Prendergast* [26]. Importa salientar que o efeito da massa adicionada é difícil de reproduzir nas escalas destes modelos.

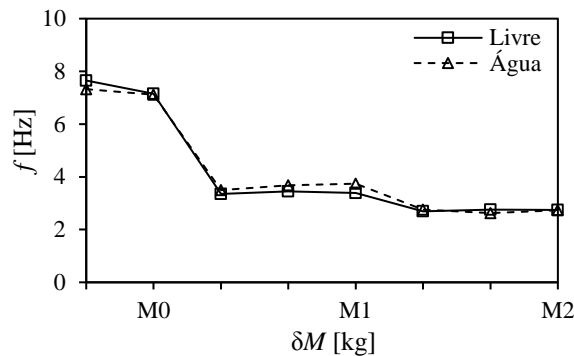


Figura 5.7 – Variação da Frequência com a presença de água em torno da estrutura.

De seguida analisa-se a variação da frequência devida à presença de água em torno da proteção, não obstante o facto de a comparação entre estes dois cenários apresentar limitações. Em primeiro lugar porque a medição das acelerações, no caso da proteção submersa, efetuou-se após a geração de ondas, ou seja, os dados recolhidos representam a frequência natural da estrutura após erosões localizadas (ver Figura 5.8).

Esperar-se-iam frequências mais elevadas, no caso em que a proteção se encontra seca, por várias razões. Em condições normais, a proteção seca tem menor deformabilidade que a saturada, logo frequências mais elevadas. A proteção saturada, como foi testada a nível hidrodinâmico, apresenta uma cavidade de erosão que reduz a restrição do monopilar à deformação, por isso as frequências desta deveriam ser mais reduzidas. No caso de a massa de água adicionada ter relevância, tal como *Prendergast*, a tendência também seria de redução.

A única explicação física encontrada para estes resultados prende-se com a existência de rebentação das ondas, junto ao monopilar, este fenómeno poderá ter gerado um rearranjo das partículas de areia, conferindo maior rigidez. É importante salientar que *Ma* [34] conclui que o efeito cíclico das ações gera um cone de densificação em torno do monopilar, que origina um acréscimo de rigidez do solo. Esta rigidez teria tanta relevância ao ponto de anular os fatores indicados no parágrafo anterior. Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 5.8.

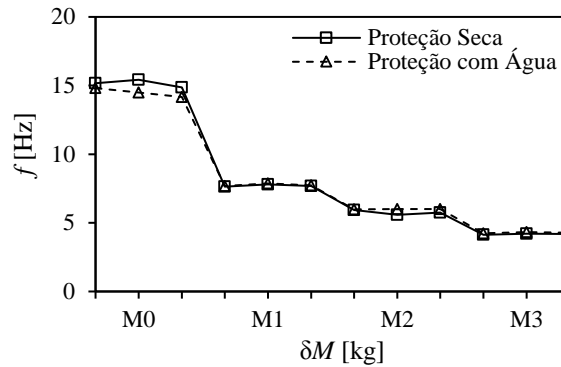


Figura 5.8 – Variação da Frequência com a presença de água em torno da proteção.

5.3.4. VARIAÇÃO DA FREQUÊNCIA COM A ALTURA DOS AGREGADOS NA FUNDAÇÃO

Por observação do gráfico da Figura 5.9 pode-se concluir, que a proteção contribui para a melhoria da rigidez do sistema. A frequência natural é superior quando as proteções se encontram no sistema. Esta tendência mantém-se em todos os incrementos de massa, ainda que de forma ligeira no último. As diferenças entre as proteções $2D_{50}$ e $4D_{50}$ são muito reduzidas, no entanto esta última apresenta frequências mais elevadas que a anterior, devido ao facto de a altura do estrato ser diretamente proporcional à rigidez. Estes valores podem ser consultados com maior detalhe no *Anexo A*. Apesar da rigidez da areia e da proteção ser diferente, verificou-se que, com uma diferença de altura de areia de 20 cm, ocorreu um aumento ligeiro da frequência natural. O incremento de rigidez por unidade de comprimento do monopilar é superior com proteções do que com solo. No entanto, entre alturas da proteção de $2D_{50}$ e $4D_{50}$, a variação de altura é muito menor que os 20 cm registados anteriormente, pelo que é normal que a frequência não tenha tido aumentos significativos.

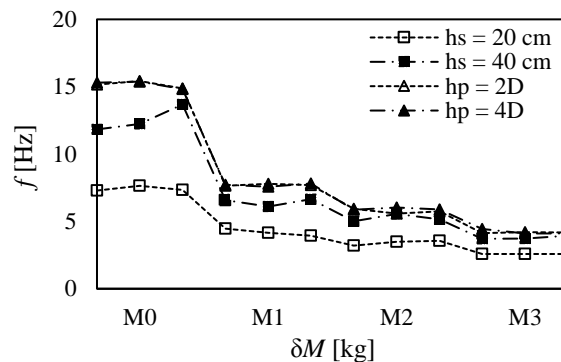


Figura 5.9 – Variação da Frequência devido à altura dos agregados na fundação.

5.3.5. VARIAÇÃO DA FREQUÊNCIA COM A EROÇÃO E SUAS PROTEÇÕES

Através da observação do gráfico da Figura 5.10, verifica-se que as erosões localizadas produzem uma descida muito ligeira nas frequências de vibração, comparando as mesmas condições de ensaio. A profundidade da cavidade fez baixar a rigidez lateral do solo, originando o abaixamento representado. As erosões geradas no modelo originam uma profundidade de erosão com apenas 1 cm, que de facto apresenta pouca relevância. No entanto, no que diz respeito ao protótipo, a cavidade gerada corresponde a 50 cm. No caso de o monopilar da estrutura real apresentar um diâmetro de 4 m, a razão entre a profundidade e o diâmetro é $s/D=0,125$, ainda que esteja muito longe de valores limite indicados pelos

diversos autores no início do Capítulo 3, apresenta algum significado. Se a caixa de sedimentos tivesse, em vez de 40 cm, uma altura entre os 20 cm e os 30 cm seria possível para os mesmos parâmetros de onda, indicados na Tabela 4.1, e para uma altura de água mais reduzida, obter erosões mais significativas. A redução da altura de água implica a redução da altura de onda, dado que não podemos gerar ondas cujas cavas se localizem abaixo do limite superior da caixa de sedimentos. Apesar de originar maior erosão, seria completamente irrealista essa consideração e não respeitaria as condições de semelhança. Uma profundidade de água entre marés no parque eólico de *Horns Rev III* entre 6 e 14 m [68] corresponde a 12 cm e 28 cm no tanque de ondas. A caixa de areia com 20 cm, mais a profundidade de água de 28 cm faz 48 cm de altura total. Neste trabalho consideram-se profundidades de água de 15 cm e 30 cm, enquanto que a caixa de sedimentos apresenta 40 cm de altura, fazendo alturas totais de 55 cm e 70 cm. A redução da altura de água total pode não ser significativa, no entanto a redução da altura de areia seria certamente, uma vez que uma menor altura de areia seria suscetível de gerar mais erosões. Por outro lado, considerar uma altura de areia de metade condiciona a retenção de areias na caixa.

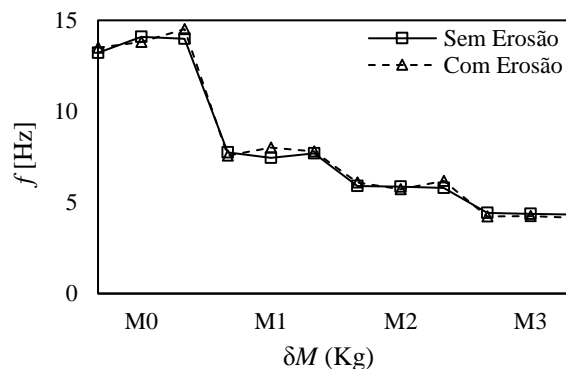


Figura 5.10 – Variação da frequência devido às erosões localizadas.

Por observação do gráfico da Figura 5.11, constata-se que as proteções proporcionam um aumento ligeiro da frequência de oscilação. O incremento de rigidez por unidade de comprimento do monopilar é pouco relevante, uma vez que a espessura da proteção é 1,6 cm. Seria interessante verificar a variação da frequência natural, devido a variações mais significativas da altura da proteção, comparando com a altura de proteção necessária no protótipo para a frequência natural entrar no intervalo de funcionamento da turbina.

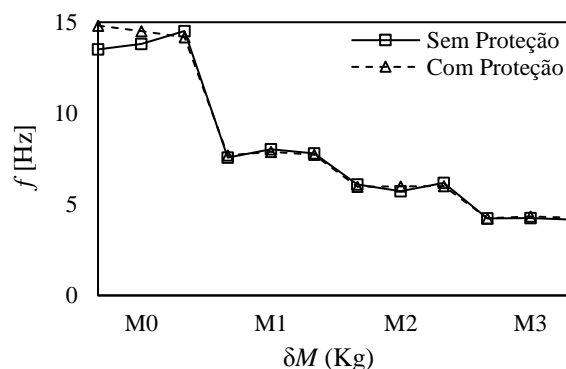


Figura 5.11 – Variação da frequência devido às proteções.

Analisando todos os gráficos em conjunto, pode-se concluir que em todos eles a frequência natural desce acentuadamente com o primeiro incremento de massa. A razão para isso é passagem de um sistema de massa distribuída (viga de *Euler-Bernoulli*), para um sistema de um grau de liberdade de massa concentrada no topo. O estudo das frequências permite concluir, dentro dos domínios desta análise, que a água por si só não parece influenciar a frequência de vibração do sistema, tal como tinha concluído *Prendergast*. O monopilar em estudo apresenta uma rigidez 4 vezes maior que a do monopilar estudado por aquele autor. No caso deste estudo ter sido realizado com vários monopilares de diferente rigidez, seria possível obter conclusões mais significativas, relativamente ao efeito da água na frequência natural.

Em relação à areia que constitui o solo de fundação, esta introduz um acréscimo de rigidez no sistema, sendo mais pronunciado com o aumento da coluna de areia. As frequências apresentam resultados distintos conforme a direção em que se aplica o impulso modal, diferença essa que perde relevância com o aumento da massa. O desenvolvimento do modo fundamental para uma massa concentrada relevante passa a depender mais daquela do que das diferenças de rigidez entre direções. As erosões localizadas conduzem a uma descida da frequência, enquanto que as proteções a uma subida, embora essas variações sejam muito reduzidas, nomeadamente no caso das erosões. A redução da altura da caixa de sedimentos e o aumento dos incrementos de proteção são as soluções para obter variações mais significativas.

5.4. PROFUNDIDADES DE EROÇÃO OBSERVADAS

No final dos ensaios no tanque de ondas recorreu-se à técnica de fotogrametria de curto alcance, de modo a extrair os perfis de erosão gerados. Na Figura 5.12 - a.1) observa-se a forma típica da cavidade de erosão, visível no lado esquerdo da figura, no sentido de montante para jusante. Esta recolha diz respeito ao ensaio de 3000 ondas, com alturas de areia e água de 40 cm e 55 cm, respetivamente. Tratou-se de um ensaio com altura de onda de 7,5 cm e um período de 1,27 s, correspondente a um espectro de ondas irregular do tipo *JONSWAP*. Na Figura 5.12 - a.2) observa-se o perfil de erosão gerado, do qual se pode extrair uma profundidade máxima de erosão, junto ao pilar, de 1 cm.

Na Figura 5.12 - b.1) observa-se o modelo do desgaste gerado, onde se pode ver a rugosidade da areia provocada pelas tensões de arrastamento, a que se encontrou sujeita. Neste caso, o escoamento dá-se do lado direito para o lado esquerdo da figura, sendo que as alturas de onda e água são 11,40 cm e 70 cm, respetivamente. O período de onda situou-se nos 1,41s. Devido, uma vez mais, à forte turbulência em torno do monopilar, geraram-se duas cavidades de erosão significativas. A primeira junto ao monopilar e a segunda a uma distância média de 7,5 cm deste. Na Figura 5.12 - b.2) observa-se o perfil de desgaste gerado, do qual se pode extrair uma profundidade máxima de erosão, junto ao pilar, de 1 cm.

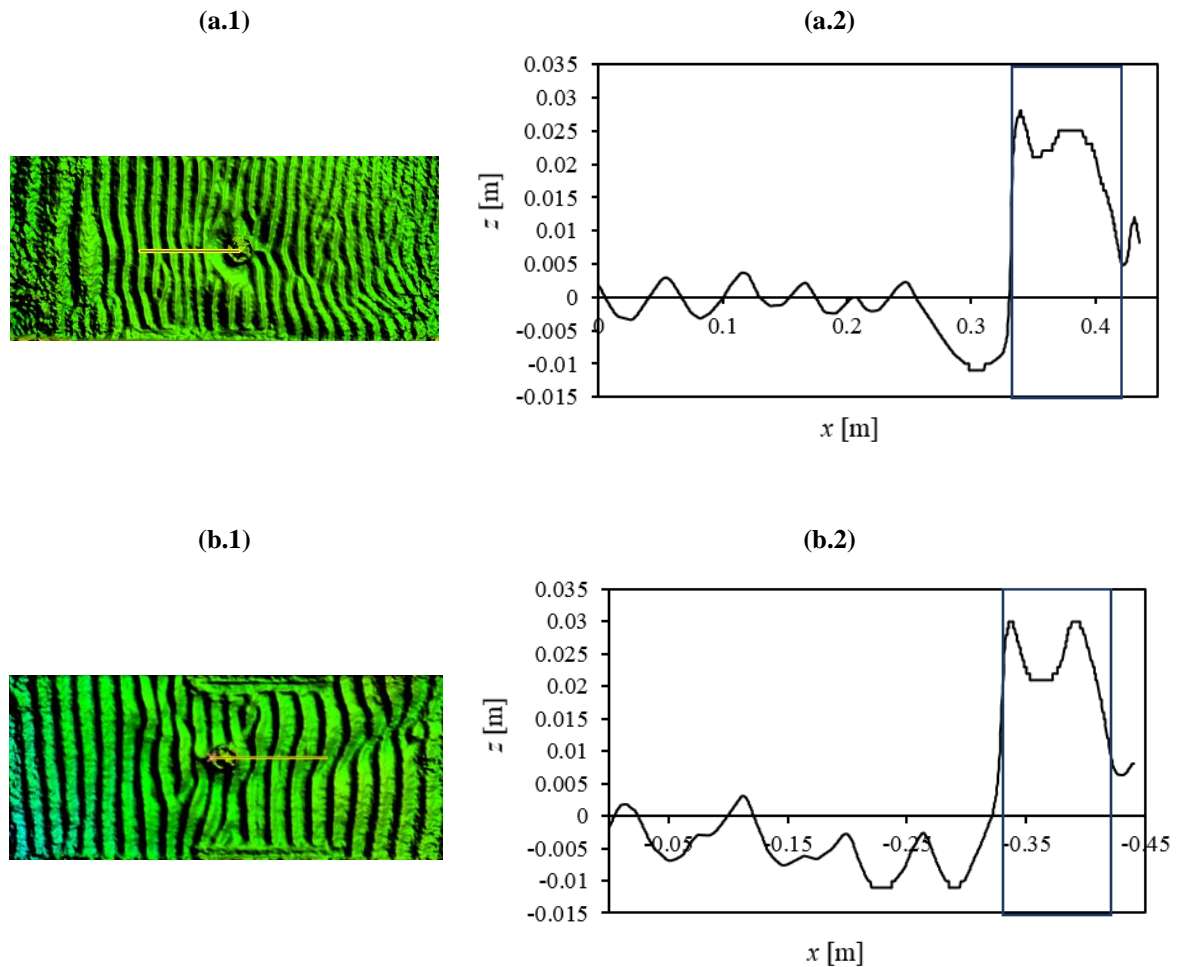


Figura 5.12 – Fotogrametria após (a.1) 3000 ondas e (b.1) 5000 ondas; Perfil de erosão após (a.2) 3000 ondas e (b.2) 5000 ondas.

Na Figura 5.13 - a.1) observa-se a construção do modelo, desta vez com alturas de areia e água de 40 cm e 55 cm, tal como na primeira montagem. O período e altura de onda testados foram os mesmos que o do caso referido. O escoamento ocorre da direita para a esquerda. As erosões, para além de terem sido observadas junto ao pilar, também ocorreram em torno da proteção (segundo nível de erosão), como se pode observar na Figura 5.13 - a.2). O desenvolvimento da erosão prova a proteção não é suficiente. Os critérios de avaliação das proteções têm como base a exposição do filtro em areia colocado por baixo da proteção em brita, fenómeno que não se verificou. Todavia puderam-se registar as frequências naturais após o ensaio, de forma a perceber se o facto de a proteção saturada influencia a frequência natural.

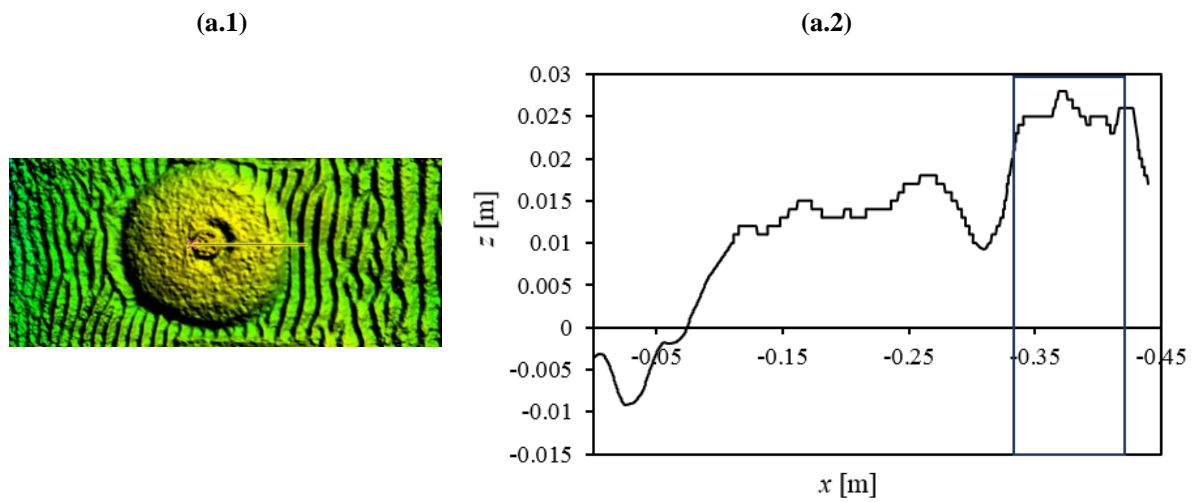


Figura 5.13 – (a.1) Fotogrametria e (a.2) Perfil de erosão após 3000 ondas com proteção.

6

MODELAÇÃO NUMÉRICA

6.1. OBJETIVOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

Em engenharia, durante a fase de concepção de estruturas procura-se compreender os fenómenos físicos relevantes. Nesse sentido, quando se trata de estruturas complexas constroem-se modelos à escala reduzida, de modo a prever as condições de comportamento da estrutura real. No caso de estruturas *offshore*, devido à sua presença em meios marítimos, é de extrema importância reproduzir em laboratório o impacto que ondas, marés e correntes têm neste tipo de estruturas. No estudo de fundações em monopilar, pretende-se controlar os aspetos principais com recurso a modelos experimentais, sendo esse o principal objetivo deste capítulo. Todavia, face à dificuldade em testar todos os cenários possíveis, são escolhidos aqueles que determinam o comportamento estrutural. Neste caso, estamos a analisar o impacto que as erosões localizadas e suas proteções produzem na frequência natural de vibração. Deste modo, a escolha das alturas de água e onda, bem como o período da mesma teve como base a ocorrência de uma tempestade no local de implantação da turbina eólica real, por isso ensaiaram-se os cenários condicionantes. Os restantes consideraram-se na modelação numérica, que será apresentada e discutido nas secções seguintes.

Como referido no capítulo anterior, o modelo do monopilar considerado apresenta incertezas de natureza geométrica, pelo que em toda a análise numérica considerar-se-á a rigidez média equivalente na direção longitudinal, conforme definido na Equação 6.1. O peso volúmico da areia que materializa o solo de fundação varia de ponto para ponto, assim como o grau de compactação. Deste modo, a areia possui características de resistência e deformabilidade difíceis de controlar. O conhecimento da curva granulométrica apenas permite aferir o grau de compactação que é possível conferir a este solo granular e não o que apresenta durante a realização dos ensaios. Para melhor controlo poderiam ser recolhidas amostras indeformadas que posteriormente viriam a ser analisadas através de ensaios triaxiais. No entanto, estes ensaios são mais apropriados para solos coesivos. O ensaio de velocidade das ondas transversais e o ensaio pressiométrico seriam mais adequados para a determinação do modo de deformabilidade da areia. Para além de conciliar as questões de logística inerentes a estas análises com o funcionamento normal do laboratório de hidráulica, este não é o objetivo específico deste trabalho. Como tal, a parametrização da areia utilizada com recurso a ensaios desse tipo não foi considerada. Em todo o caso, a escolha de quatro tipos de areia definidas nas normas *API-2A-WSD* [59] com diferentes graus de compactação e ângulos de atrito, foi a forma encontrada para avançar com a modelação numérica. Recordar-se que os parâmetros deste solo granular foram obtidos através do ensaio de carga em placa.

6.2. RIGIDEZ EQUIVALENTE DO MODELO

Após a recolha das acelerações instantâneas observadas, obteve-se, para cada cenário, a frequência correspondente ao modo fundamental de vibração. Estabelecendo a relação entre a frequência e a massa do monopilar calculou-se diretamente a rigidez flexional para os diferentes cenários considerados, de acordo com a Equação 3.5 do Capítulo 3, considerados na Tabela 6.1. Pode observar-se que, em termos

médios, a frequência registada na direção transversal é mais elevada que na direção longitudinal, sendo esta variável e a rigidez diretamente proporcionais, obtém-se por isso uma rigidez flexional (na direção transversal) também mais elevada que na direção longitudinal. Os termos longitudinal e transversal encontram-se de acordo com a convenção adotada no capítulo anterior, ou seja, a direção longitudinal corresponde à direção do escoamento e a transversal ortogonal a esta (em planta), e não com as expressões longitudinal e transversal da análise estrutural.

Tabela 6.1 – Monopilar fixo na base.

m [kg]	Direção	Ensaio	f [Hz]	EI [N·m ²]	EI_m [N·m ²]
5,9	Longitudinal	1	7,65	1753	1642
		2	7,15	1531	
	Transversal	3	7,93	1881	1766
		4	7,43	1651	
11,2	Longitudinal	5	3,36	1690	1731
		6	3,45	1781	
		7	3,39	1722	
	Transversal	8	3,38	1715	2063
		9	3,94	2325	
		10	3,79	2150	
16,3	Longitudinal	11	2,69	1907	1960
		12	2,75	1994	
		13	2,74	1980	
	Transversal	14	2,92	2241	2163
		15	2,84	2128	
		16	2,78	2038	

$$EI = \frac{1642 + 1731 + 1960}{3} \equiv 1788 \text{ N} \cdot \text{m}^2 \quad (6.1)$$

Conforme referido anteriormente, nos cenários seguintes considerar-se-á a rigidez EI obtida a partir da Equação 6.1. Este valor, calculou-se com base num número reduzido de amostras, sendo perfeitamente legítimo questionar a sua robustez do ponto de vista estatístico. No entanto, as séries de ensaios seguiram o procedimento *standard* deste tipo de medições, no qual se confia, dado que a análise das propriedades estatísticas destas medições não são o foco deste trabalho. Atualmente, com sensores ligados à rede podem-se recolher medições, fazer tratamento de dados e obter os resultados de forma instantânea, sendo tudo isto possível com recurso a microcontroladores [51]. O elevado número de medições recolhidas permitiria, dessa forma, ter resultados mais fiáveis.

6.3. MONOPILAR FIXO NA BASE

6.3.1. DETERMINAÇÃO DA FREQUÊNCIA NO ROBOT

O objetivo principal da análise dinâmica é verificar se a frequência natural da estrutura real, se encontra dentro do intervalo recomendado *soft-stiff*. Para isso torna-se necessário conhecer as características da estrutura, como o material, as dimensões dos elementos, a massa e os parâmetros do solo. Apesar de serem conhecidas algumas dessas características, a forma como os diferentes autores as consideram é simplificada, dado que a informação técnica encontra-se na posse das equipas de projeto. Por outro lado, o fenómeno das erosões localizadas é um fenómeno demasiado complexo para não ser estudado, numa fase inicial, em modelos à escala reduzida. Em relação às proteções face às erosões, ainda não foram abordadas no âmbito da análise estrutural. O número de elementos finitos necessários para fazer análise no *software ANSYS* é incompatível com o limite máximo de elementos disponíveis na versão de estudante utilizada. Para além disso, os estudos experimentais num modelo devem ser acompanhados pela respetiva análise numérica na mesma escala. Posteriormente, faz-se a verificação da estrutura real, após o conhecimento de todos os pormenores que merecem ser analisados nestas estruturas.

No que concerne à análise numérica, considerou-se inicialmente o modelo reduzido encastrado na base com uma consola ao alto de 1,20 m de comprimento, garantindo desta forma as condições de apoio impostas em laboratório. O estudo da frequência natural nas consolas com comprimentos de 0,5 e 0,8 m serviu, no primeiro caso, para fixar o intervalo de variação da frequência natural com a rigidez do solo. No segundo para limitar superiormente o valor daquele parâmetro em relação à rigidez da proteção colocada em torno do modelo.

A expressão 3.5 valida as frequências naturais obtidas em sistemas de um grau de liberdade com massas concentradas e distribuídas. A massa distribuída deverá ter pouca relevância face à concentrada para que os resultados estejam de acordo com os pressupostos da equação apresentada pelo autor. Os casos em que existe apenas massa distribuída são meramente elucidativos. O modelo isostático com consola encastrada na base constitui o ponto de partida de toda a análise, tratando-se de um sistema teórico bem conhecidos no âmbito da análise estrutural, podendo ser validado com expressões empíricas, como o caso da Fórmula 3.5 de *Tempel*.

O cálculo da frequência natural, independente de considerarmos peças lineares ou elementos finitos, necessita como dados de entrada a massa da estrutura, o módulo de elasticidade do material que a constitui e a geometria, através da definição da secção transversal, inércia e comprimento do elemento. As simulações com massa de 10,4 kg no topo do monopilar constituem os resultados mais precisos, devido à relevância da massa concentrada, de acordo com o referido anteriormente. No caso do monopilar, os tipos de análise consideradas são baseadas em comportamento linear elástico (material e geométrico), homogéneo e isotrópico. Em relação ao solo de fundação modelado no *Robot*, este tem como base as soluções elásticas inerente às *curvas p-y*. No que diz respeito ao solo como meio contínuo, considerou-se a areia como tendo um comportamento linear, homogéneo e ortotrópico. A justificação para não considerar a areia um material isotrópico, deve-se ao facto de a relação entre tensões vertical e horizontal ser estabelecida pelo coeficiente de impulso em repouso [58], que em todas as areias usadas é inferior à unidade. Por outro lado, a consideração do critério de *Mohr-Coulomb* seria irrealista, uma vez que o impulso modal aplicado provoca pequenas deformações. Este critério é normalmente usado para solos granulares, mas na verificação de estados limite.

A formulação imposta no *software Robot* tem como base a *Teoria das Peças Lineares*, tendo sido atribuídas as características indicadas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Variáveis do problema de análise estrutural.

Variável	Valor
EI [$N \cdot m^2$]	1778
γ [$N \cdot m^{-3}$]	29684
E [MPa]	780
Φ_e [m]	0,11
Φ_i [m]	0,10
L [m]	1,20

Tal como foi referido, EI representa a rigidez média do elemento, sendo o material caracterizado por um peso por unidade de volume, γ , e por um módulo de elasticidade E . Estes últimos calcularam-se de acordo com dados observados, ou seja, o peso próprio da peça e a rigidez para diâmetro constante, como se pode observar nas Equações (6.2) e (6.3). Os diâmetros externo e interno médios do monopilar correspondem a Φ_e e Φ_i , respetivamente.

$$\gamma = \frac{5,875}{1,2 \times \left(\frac{\pi \times 0,11^2}{4} - \frac{\pi \times 0,10^2}{4} \right)} \times 10 \equiv 29684 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3} \quad (6.2)$$

$$E = \frac{1778}{\left(\frac{\pi \times 0,11^4}{64} - \frac{\pi \times 0,10^4}{64} \right)} \equiv 780 \text{ MPa} \quad (6.3)$$

Na Figura 6.1 representa-se a estrutura modelada no programa *Robot* com as características descritas, acompanhada pela respetiva deformada, correspondente ao modo fundamental. O modo e respetiva frequência de vibração foram obtidos com base numa análise modal. As frequências naturais obtidas para os vários casos encontram-se listadas na Tabela 6.2.

**Figura 6.1** – (a) Monopilar fixo na base e (b) deformada correspondente ao modo fundamental.

A frequência natural é inversamente proporcional à massa e ao comprimento dos elementos, observando-se uma redução daquele parâmetro com o aumento destes últimos. Verifica-se que com uma massa de 10,4 kg, o sistema apresenta a mesma frequência, considerando abordagens distintas, como se pode ver na Tabela 6.3. Estes resultados são expectáveis, dado que a rigidez flexional introduzida no *software* resulta da Equação 6.1, ou seja, teve como origem as frequências observadas experimentalmente, relacionadas com a massa e com a rigidez, através da *Expressão de Tempel*. Nos casos em que os elementos apresentam comprimentos reduzidos, ou nos quais a massa concentrada não é significativa, a mesma expressão torna-se limitada, uma vez que esta é válida para sistemas de um grau de liberdade.

Tabela 6.3 – Frequência no *Robot*.

Massa [kg]	Comprimento da consola [m]	<i>Expressão de Tempel</i> [Hz]	<i>Modelo de Barra</i> [Hz]
0	0,5	28,7	41,9
5,4		12,8	13,3
10,4		9,7	9,8
0	0,8	14,2	16,5
5,4		6,3	6,4
10,4		4,8	4,8
0	1,2	7,7	7,3
5,4		3,4	3,4
10,4		2,6	2,6

6.3.2. DETERMINAÇÃO DA FREQUÊNCIA NO ANSYS

De seguida apresenta-se o mesmo procedimento, sendo que desta vez procedeu-se à modelação numérica com elementos finitos. Em primeiro lugar usaram-se elementos de barra, do tipo *Euler Bernoulli* de dois graus de liberdade por nó (1 de translação e 1 de rotação) e espaçamento entre elementos de 10 cm. A escolha da modelação com viga de *Timoshenko* não foi considerada, uma vez que a diferença nos valores da frequência em relação à anterior é reduzida [55]. O mesmo ocorre, considerando o sistema com massa concentrada, entre a viga coluna modelada em *Robot* e a viga de *Euler Bernoulli* discretizada no *ANSYS*. Conforme se referiu ao longo do presente trabalho, a frequência natural em sistemas de massa distribuída não apresenta precisão nos resultados. Também é preciso referir, que as torres eólicas *offshore* fundadas em monopilares apresentam uma esbelteza elevada e que a componente determinante da massa é a que está concentrada no topo, onde se encontram o rotor e as pás da turbina, pelo que é suscetível que a estrutura experimente elevados deslocamentos no topo.

O modelo de casca, neste caso, é o que em termos físicos melhor se aproxima de uma estrutura real. Estes elementos possuem seis graus de liberdade por nó (três de translação e três de rotação). Considerou-se uma espessura da casca de 5 mm e um espaçamento entre elementos de 3 cm, sendo a frequência natural obtida aproximadamente igual à da viga de *Euler Bernoulli*, no último incremento de massa. A geração de uma casca circular, ligada monoliticamente ao monopilar foi a forma encontrada

para colocar a massa no topo de forma simétrica, através de um elemento *3D – Mass 21*. Na Figura 6.2 ilustra-se a malha e a deformada correspondente ao modo fundamental.



Figura 6.2 – (a) Monopilar fixo com elementos de casca e (b) deformada correspondente ao modo fundamental.

Posteriormente passará a considerar-se o solo na modelação, dado que se pretende estudar a interação solo-estrutura. Neste tipo de avaliação é necessária a utilização de um elevado número de elementos, dado que para além do monopilar fixo na base, também se modela o volume de solo que o envolve. No entanto, a licença de *ANSYS* utilizada neste trabalho, apresenta uma limitação em termos do número de nós, que corresponde a 32 mil nós. Perante isto, por um lado foi necessário trabalhar com os elementos disponíveis, por outro os modelos devem estar suficientemente bem discretizados, de forma a garantirem um refinamento e continuidade adequados nas fronteiras do sistema. Tendo como objetivo fazer um uso eficiente do número de elementos, gerou-se um monopilar híbrido, ou seja, modelou-se a parte que se encontra em consola com elementos de casca e a componente enterrada com elementos sólidos, com *EI* constante ao longo de todo o elemento. As rotações na parte enterrada perdem relevância à medida que nos aproximamos da base, por isso os elementos sólidos com três graus de liberdade por nó (três translações) traduzem o comportamento da estaca [34]. Tanto no modelo sólido (Figura 6.3) como no híbrido (Figura 6.4), o espaçamento entre elementos é de 6 cm, resultando em frequências naturais muito próximas dos modelos anteriores, no último incremento de massa. Na verdade, para se estabelecer a comparação entre modos de vibração de elementos de casca e elementos sólidos teria de se recorrer à condensação estática de graus de liberdade. O efeito das rotações dos elementos de casca seria considerado, de forma equivalente, nos graus de liberdade de translação, podendo-se dessa forma estabelecer uma comparação completa entre estes e os graus de liberdade dos elementos sólidos. A formulação da condensação estática de graus de liberdade encontra-se em [69]. Os resultados da análise encontram-se na íntegra na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Caraterísticas elásticas e geométricas dos modelos de casca e de sólido.

Modelo	Casca	Sólido
EI [N·m ²]	1778	1778
γ [kg·m ⁻³]	2968	515
E [MPa]	780	247
Φ_e [m]	0,11	0,11
Φ_i [m]	0,10	



Figura 6.3 – (a) Monopilar fixo com elementos sólidos e (b) deformada correspondente ao modo fundamental.



Figura 6.4 – Monopilar com elementos híbridos e deformada correspondente ao modo fundamental.

Tabela 6.5 – Frequência no ANSYS.

<i>Massa</i> [kg]	<i>Comprimento</i> <i>da consola</i> [m]	<i>Expressão de</i> <i>Tempel</i> [Hz]	<i>Modelo de</i> <i>Barra</i> [Hz]	<i>Modelo de</i> <i>Casca</i> [Hz]	<i>Modelo de</i> <i>Sólido</i> [Hz]	<i>Modelo</i> <i>Híbrido</i> [Hz]
0	0,5	28,7	39,6	35,6	46,2	29,9
5,4		12,8	12,9	13,5	14,4	13,2
10,4		9,7	9,5	10	10,6	9,9
0	0,8	14,2	16,2	14,8	18,5	12,3
5,4		6,3	6,4	6,7	7,1	6,4
10,4		4,8	4,7	5	5,2	4,9
0	1,2	7,7	7,3	6,8	8,3	5,6
5,4		3,4	3,4	3,6	3,7	3,3
10,4		2,6	2,6	2,7	2,8	2,6

6.4. MONOPILAR FIXO NA BASE COM AREIA

6.4.1. AREIA COMO SOLO DE FUNDAÇÃO

Tal como foi referido no início deste capítulo, procedeu-se à modelação numérica de quatro tipos de areia seca distintos. Os modelos considerados foram o *Modelo de Winkler* e o solo como um meio contínuo, sendo que o primeiro foi realizado no *Robot* e o segundo no *ANSYS*. Numa primeira análise fez-se um estudo de sensibilidade do modelo em relação ao número de molas, respetiva condição de apoio na base e comprimento livre do modelo de 0,80 m para três tipos de areia com características mecânicas distintas. Na Figura 6.5 apresenta-se o processo de convergência da frequência natural em relação ao número de molas para um monopilar fixo na base com massa concentrada de 5,4 kg, desde areia solta a densa. Os resultados demonstram que, para uma altura de areia de 40 cm, a partir de 10 molas existe um processo de convergência da frequência natural. Por outro lado, também se admitiram as hipóteses de apoio duplo e simples na base, sendo que os resultados para estas condições de apoio convergem para o mesmo número de molas, conforme se pode confirmar pelos resultados no *Anexo A*. O modelo experimental encontra-se encastrado na base, por essa razão efetuaram-se as análises mais detalhadas para essa condição de apoio. Isso não quer dizer que do ponto de vista prático, as restantes não sejam seguidas [25]. No dimensionamento de estacas, a extremidade destas encontra-se restringida ao nível de todos os graus de liberdade, uma vez que não existe deformação nesse ponto. Desta forma, tratando-se de areias densas, a adoção de diversos apoios na base não se traduz em diferenças significativas na frequência natural. Na Figura 6.6 representa-se o modelo do monopilar com as respetivas molas e deformada do modo fundamental no *Robot*, após o processo de convergência, enquanto que na Figura 6.7 apresenta-se o modelo contínuo em *ANSYS*, com a ilustração dos elementos finitos, a deformada do modo fundamental e o campo dos deslocamentos modais na direção longitudinal, respetivamente.

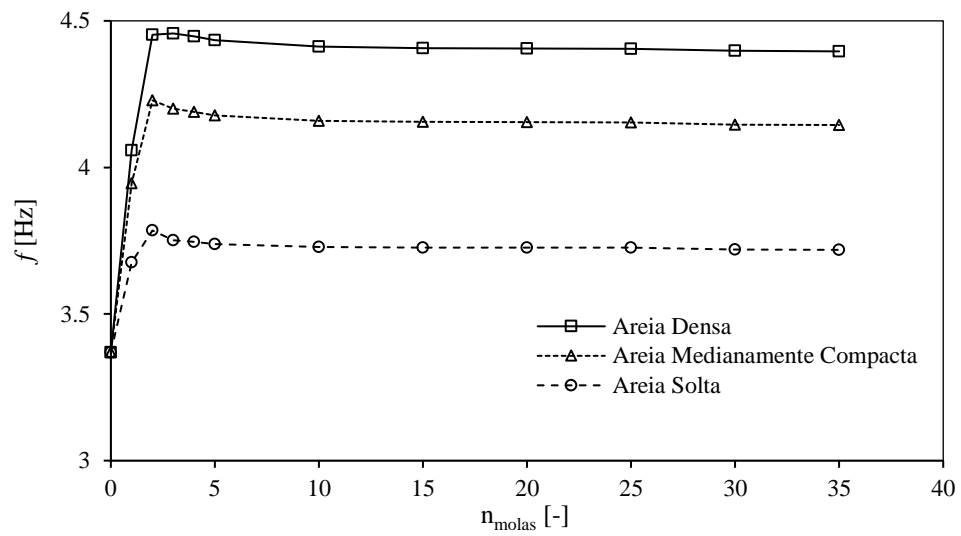


Figura 6.5 – Monopilar fixo na base.



Figura 6.6 – Modelo de Winkler e respetiva deformada correspondente ao modo fundamental.

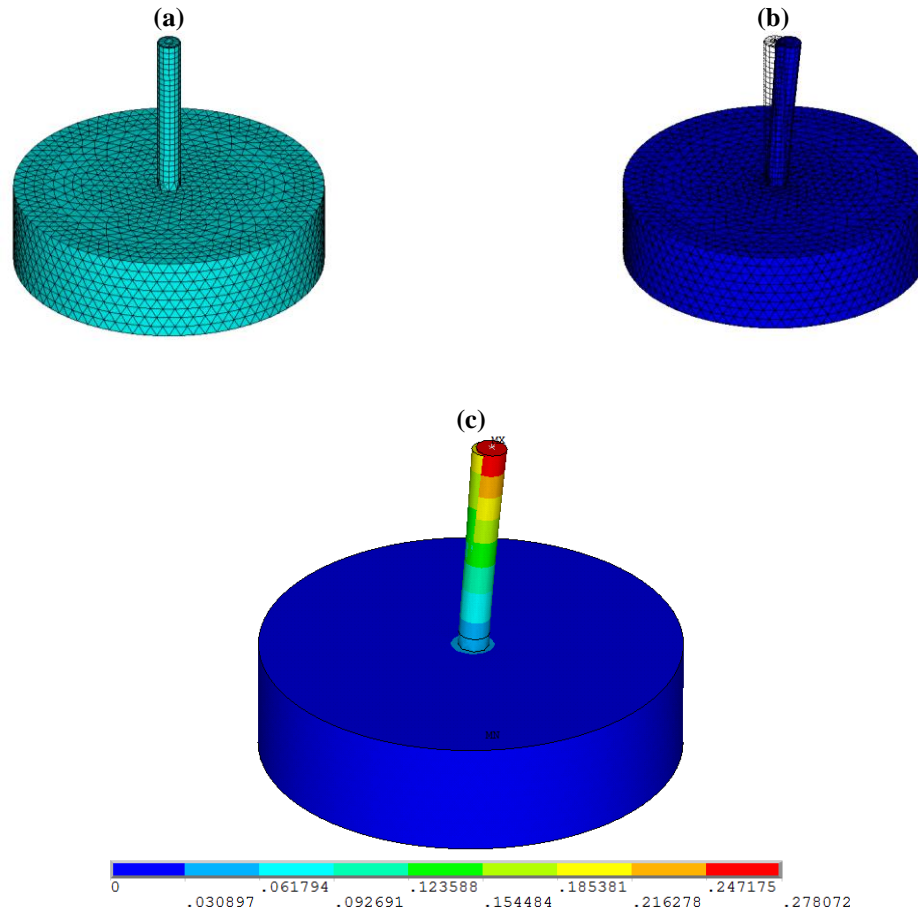


Figura 6.7 – Monopilar fixo com solo envolvente: (a) malha; (b) deformada; (c) campo de deslocamentos modais na direção longitudinal.

6.4.2. AREIA MUITO COMPACTA

Inicialmente fez-se o estudo da frequência natural para uma areia muito compacta, tendo como variável de entrada um ângulo de atrito ϕ' de 40° , corresponde a um K_{solo} de $76 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-3}$ [59]. O resultado do produto entre este valor, a área de influência de cada mola e a distância de cada uma destas à superfície corresponde à rigidez total das molas, de acordo com a Equação 3.10 apresentada no Capítulo 3, que diz respeito ao cálculo da rigidez do solo em meios discretos. Naturalmente que a soma da rigidez de cada mola é igual à rigidez total K_{mi} , uma vez que a adição de molas em paralelo se faz através da soma da rigidez individual. A frequência natural para as três massas distintas, resultante de uma análise dinâmica no *Robot*, apresenta-se na Tabela 6.6. Pode-se constatar que existe um claro aumento da frequência em relação à consola livre com 1,20 m. O resultado, tal como o esperado, localiza-se abaixo do valor da frequência natural para consola fixa com 0,80 m.

Tabela 6.6 – Frequências no *Robot* para areia muito compacta.

m [kg]	K_{solo} [MN·m ⁻³]	ϕ' [°]	d_i [m]	x_i [m]	E_s [MPa]	K_{mi} [MN·m ⁻¹]	f [Hz]
0	76	40	0,4	0,2	60	6	10,4
5,4							4,5
10,4							3,4

A partir da *Lei Constitutiva do Solo* estabelece-se a relação entre o K_{solo} , o *coeficiente de Poisson* e o *módulo de Young*, tal como se encontra indicado na Equação 5.1 do Capítulo 5. Estes últimos são colocados nos atributos correspondentes às propriedades dos materiais submetidas no ANSYS. Fez-se uma análise linear elástica para o monopilar, enquanto que o material que representa a areia é ortotrópico com módulos de elasticidade longitudinal ($E_s = E_x = E_y$) e transversal ($G_0 = G_{xy}$) apresentados na Tabela 6.7. A relação entre estes dois encontra-se na Equação 6.4, relação esta normalmente válida para materiais isotrópicos. No entanto, existe isotropia no plano horizontal, dado que as tensões horizontais de repouso são iguais. A geometria que simula a areia de fundação é um cilindro com diâmetros externo e interno de 1,20 m e 0,11 m, respetivamente. O primeiro foi a máxima dimensão compatível com o número de elementos disponíveis nesta versão, enquanto que o segundo é igual ao diâmetro externo do monopilar. Os elementos sólidos correspondentes encontram-se espaçados entre si de 6 cm, de igual tipo e espaçamento que os elementos escolhidos para a parte inferior do monopilar. Desta forma garante-se uma ligação inequívoca entre o solo e a estrutura.

$$G_0 = \frac{E_s}{2 \times (1 + \nu_s)} \quad (6.4)$$

A frequência natural resultante do primeiro incremento de massa, encontra-se muito próxima da obtida com as molas de *Winkler* no *Robot*. Para uma massa no topo da estrutura não se verifica diferença na frequência natural, considerando modelos distintos.

Tabela 6.7 – Frequências no ANSYS para areia muito compacta.

m [kg]	E_s [MPa]	G_0 [MPa]	ν_s [-]	f [Hz]
0	60	23	0,3	7,7
5,4				4,4
10,4				3,4

6.4.3. AREIA COMPACTA

No caso de uma areia compacta, procedeu-se da mesma forma que o anterior, desta vez o ângulo de atrito ϕ' é um pouco mais baixo, próximo dos 38°. A este valor ajusta-se um K_{solo} de 62 MN·m⁻³, de acordo com a mesma norma. A rigidez total resultante é um pouco mais baixa, à volta dos 5 MN·m⁻¹, refletindo-se numa descida muito ligeira da frequência em todos os cenários de massa.

Tabela 6.8 – Frequência no *Robot* para areia compacta.

m [kg]	K_{solo} [MN·m ⁻³]	ϕ' [°]	d_i [m]	x_i [m]	E_s [MPa]	K_{mi} [MN·m ⁻¹]	f [Hz]
0	62	38	0,4	0,2	50	5	10,2
5,4							4,4
10,4							3,3

No cenário de solo modelado como meio contínuo, procedeu-se de forma semelhante à areia muito compacta. Desta feita obtiveram-se módulos de elasticidade longitudinal e transversal ligeiramente mais baixos. Isto traduz-se numa redução muito ténue da frequência natural em relação ao solo anterior, mas que corresponde ao modelo discreto, essencialmente no último acréscimo de massa.

Tabela 6.9 – Frequências no *ANSYS* para areia compacta.

m [kg]	E_s [MPa]	G_0 [MPa]	ν_s [-]	f [Hz]
0	50	19	0,3	7,6
5,4				4,3
10,4				3,3

6.4.4. AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA

A curva da *API* que relaciona o grau de compactação e ângulo de atrito com o K_{solo} de um dado solo apresenta um comportamento não linear. No caso de areias com grau de compactação intermédio ocorre uma redução pronunciada daquele parâmetro em relação ao cenário de areias compactas, de 62 MN·m⁻³ para 28 MN·m⁻³. Dado que a relação entre frequência natural, rigidez e massa também é não linear, a frequência natural para areias com graus de compactação distintos não é muito diferente.

Tabela 6.10 – Frequência no *Robot* para areia medianamente compacta.

m [kg]	K_{solo} [MN·m ⁻³]	ϕ' [°]	d_i [m]	x_i [m]	E_s [MPa]	K_{mi} [MN·m ⁻¹]	f [Hz]
0	28	33	0,4	0,2	24	2	9,5
5,4							4,2
10,4							3,1

Em relação às características mecânicas introduzidas no modelo de elementos finitos, os módulos de elasticidade encontram-se representados na Tabela 6.11. O *coeficiente de Poisson* escolhido foi o mesmo em todas as areias, apesar do rácio entre deformações em direções ortogonais depender do grau de compactação da areia considerada. Espera-se que o *coeficiente de Poisson* aumente com o grau de compactação da areia, dado que areias compactas exibem deformações significativas a volume constante para o mesmo carregamento [15]. No entanto a relação entre deformações anda na ordem dos 30%.

As frequências naturais no caso de solo modelado como meio contínuo mantêm-se próximas das obtidas na análise discreta. O aumento acentuado da deformabilidade traduz-se numa redução de frequência ligeira, permitindo concluir que à escala a que se está a trabalhar, a frequência natural não varia muito com o grau de compactação do solo.

Tabela 6.11 – Frequências no ANSYS para areia medianamente compacta.

m [kg]	E_s [MPa]	G_0 [MPa]	ν_s [-]	f [Hz]
0	24	9	0,3	7,0
5,4				4,1
10,4				3,2

6.4.5. AREIA SOLTA

O último cenário estudado limita inferiormente o grau de compactação do solo. Trata-se de uma areia solta com um ângulo de atrito ϕ' abaixo dos 30° , a que corresponde um K_{solo} de $7 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-3}$. Destes parâmetros resulta uma rigidez da mola K_{mola} próxima de $1 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}$, que através da resolução do sistema de equações conduz às frequências representadas na Tabela 6.12. Neste caso, a variação do módulo de deformabilidade traduz-se numa variação da frequência natural mais perceptível. Por comparação com os resultados da Tabela 6.3, pode-se concluir que a frequência natural se encontra muito próxima da consola de 1,20 m, ou seja a areia possui uma rigidez reduzida, de tal ordem que praticamente não influencia o valor da frequência.

Após os resultados obtidos da análise discreta conclui-se que para o rácio entre a altura de areia e o comprimento total do elemento estrutural de $1/3$, as frequências naturais variam de forma pouco significativa com a rigidez do solo de fundação. Se analisarmos as diferenças entre a frequência de uma consola de 0,80 m com a obtida para uma areia muito compacta, verificam-se diferenças significativas, acima de 1 Hz. Isto quer dizer que só no caso em que hipoteticamente o material de fundação seja infinitamente rígido é que a frequência apresenta variações relevantes.

Tal como se verificou na análise experimental deste trabalho, a frequência medida no modelo varia devido à presença do solo de fundação. Esta observação permitiu concluir que estamos perante um monopilar flexível. Através da análise numérica conclui-se o mesmo, embora intervalo de variação seja estreito. A rigidez EI do monopilar é constante e igual a $1778 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}$, enquanto a rigidez da areia K_{mi} varia entre $1 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}$ e $6 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}$.

Tabela 6.12 - Frequência no Robot para areia solta.

m [kg]	K_{solo} [$\text{MN}\cdot\text{m}^{-3}$]	ϕ' [$^\circ$]	d_i [m]	x_i [m]	E_s [MPa]	K_{mi} [$\text{MN}\cdot\text{m}^{-1}$]	f [Hz]
0	7	29.5	0,4	0,2	7	1	8,3
5,4							3,7
10,4							2,8

O sólido discretizado no programa de elementos finitos com as características elásticas presentes na Tabela 6.13 apresenta frequências ligeiramente superiores às que foram obtidas num meio discreto. Importa salientar que, para os solos estudados, este é o único que apresenta tal característica, o que na realidade faz sentido, na medida em que um solo simulado num modelo contínuo irá impor um maior confinamento à estrutura. No entanto esta evidência apenas se verificou em areias soltas, apesar das condições fronteira terem sido as mesmas em todos os sistemas.

Tabela 6.13 – Frequências no ANSYS para areia solta.

m [kg]	E_s [MPa]	G_0 [MPa]	ν_s [-]	f [Hz]
0	7	3	0,3	6,5
5,4				3,8
10,4				3,0

6.5. EROSÕES LOCALIZADAS VS FREQUÊNCIA NATURAL

A geração de ondas durante os ensaios experimentais originou cavidades de erosão com profundidades reduzidas. Como tal, as frequências observadas antes e após o levantamento dos sedimentos são muito próximas. As tempestades do local de estudo simuladas experimentalmente não conduziram ao dano esperado, devido às dificuldades seguintes:

- gerar ondas com as características necessárias, por questões de rebentação junto ao monopilar;
- o dispositivo de produção de correntes não foi usado por ser inadequado em relação às dimensões do canal;
- apesar da presença de rampas ser imprescindível de modo a garantir que as ondas não quebrem nas imediações da estrutura, a sua presença gera erosões nas arestas daquelas;
- a areia apresenta compactação, o que não é suposto acontecer quando se ensaiam elementos com erosões localizadas.

Como foi referido anteriormente, para além das dificuldades de ordem hidráulica acima referidas, juntam-se as de natureza geotécnica, no que diz respeito à parametrização da areia de fundação e as imperfeições geométricas da estrutura. Por outro lado, após a avaliação dos resultados experimentais conclui-se que a variação da frequência devida às erosões localizadas é muito reduzida.

A partir deste momento, estuda-se a variação da frequência natural com a profundidade de erosão para a areia medianamente compacta com que se trabalhou na Secção 6.4.3. Em relação à massa da estrutura escolheu-se a mais significativa, ou seja, 10,4 kg. Na Tabela 6.14 apresenta-se a relação S/D entre a profundidade de erosão, S , e o diâmetro do monopilar, D , em incrementos de 4 cm, que corresponde à remoção progressiva de molas individuais no modelo. Procura-se assim obter a variação da frequência com a profundidade de erosão num meio discreto. Pode-se observar que a rigidez total das molas reduz com o número de molas retiradas do modelo de *Winkler*. A partir de 6 molas removidas, a frequência natural coincide com o valor do monopilar fixo com 1,20 m.

Tabela 6.14 – Evolução da frequência natural com a profundidade da cavidade no *Robot*.

S/D	E_s [MPa]	K_{solo} [MN·m ⁻³]	K_{mi} [MN·m ⁻¹]	m [kg]	f [Hz]
0	24	28	0	10,4	3,1
0,36			2		3,1
0,73			2		3,0
1,09			2		2,9
1,45			2		2,8
1,82			2		2,7
2,18			2		2,6
2,55			1		2,6

No que diz respeito ao modelo contínuo, efetuou-se um procedimento semelhante, removendo camadas de solo com espessura de 4 cm. As características introduzidas no *software* correspondem às da areia medianamente compacta, tal como no modelo discreto. O valor da frequência observada devida à remoção sucessiva de camadas encontra-se muito próxima do modelo discreto. Tal como no cenário anterior, a frequência natural para a remoção S/D igual a 2,55 corresponde ao valor daquele parâmetro para encastramento perfeito na base sem solo.

Tabela 6.15 – Evolução da frequência natural com a profundidade da cavidade no ANSYS.

S/D	E_s [MPa]	G_0 [MPa]	ν_s [-]	m [kg]	f [Hz]
0	24	9	0,3	10,4	3,2
0,36					3,0
0,73					3,0
1,09					2,9
1,45					2,8
1,82					2,7
2,18					2,7
2,55					2,6

O gráfico da Figura 6.8 estabelece a relação entre as erosões localizadas e a frequência natural para os dois modelos considerados. A partir da observação daquele conclui-se que em meios mais rígidos a frequência natural no modelo discreto é mais elevada que no meio contínuo, como se pode constatar na primeira remoção de solo, S/D igual a 0,36. Nos casos intermédios as duas abordagens encontram-se muito próximas, desde S/D de 0,73 a 1,82. Quando o dano é significativo, ou seja, o sistema apresenta menor rigidez, do modelo contínuo resultam frequências naturais mais elevadas.

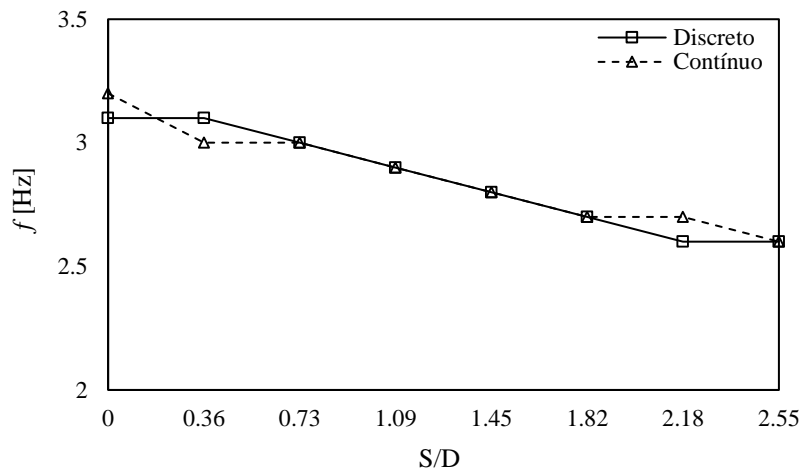


Figura 6.8 – Evolução da frequência com a profundidade de erosão.

6.6. PROTEÇÕES FACE ÀS EROSÕES LOCALIZADAS VS FREQUÊNCIA NATURAL

O estudo da frequência natural devida às proteções de erosão foi abordado durante a componente experimental deste trabalho. Na altura observou-se que a introdução de proteções aumenta a frequência natural do sistema. Testaram-se diferentes alturas e granulometrias de proteção e o acréscimo do valor da frequência ocorreu com o aumento da altura da proteção e com a extensão da curva granulométrica da brita escolhida.

Apesar da evolução da frequência ser mais notório com as proteções que com as erosões procedeu-se ao seu estudo numericamente, sendo que apenas se considerou a abordagem discreta. Nesta escolheu-se um módulo de deformabilidade típico de uma brita solta, neste caso 100 MPa. Posteriormente calculou-se a rigidez das molas que simulam a rigidez daquele material com base no *Modelo de Winkler*. O valor da rigidez foi corrigido em conformidade com o número de molas considerado, desde 1 mola até 7 molas, sendo os valores de rigidez da Tabela 6.16 o resultado da soma da rigidez das molas considerado.

No que diz respeito aos resultados da frequência, verifica-se uma variação significativa desta com o incremento de proteção, conforme se verifica na Tabela 6.16. No caso em que a altura da proteção é 28 cm ($S/D = 2.55$) a frequência natural obtida situa-se nos 6,6 Hz, abaixo dos 9,8 Hz para a consola com 0,5 m de comprimento, indicada na Tabela 6.3. Também se testou um cenário teórico mais realista, em que nas molas inferiores se colocou a rigidez da areia medianamente compacta, enquanto que nas molas superiores impôs-se rigidez infinita na proteção, o valor obtido foi 8,5 Hz. A razão para considerar este caso serviu para reduzir o limite superior da frequência natural.

Os resultados obtidos provam experimentalmente (ainda que as diferenças sejam reduzidas pelos motivos já mencionados), e numericamente, que as proteções influenciam as frequências naturais das torres eólicas *offshore*. Apesar da ausência de estudos nestes domínios, existe a necessidade de limitar superiormente o valor da frequência natural, de acordo com a Figura 2.1. Em diversas estruturas *offshore* constituídas por monopilar foi colocado este tipo de proteção, por isso é de extrema relevância controlar a segurança destas estruturas.

Tabela 6.16 – Evolução da frequência natural com a altura da proteção no *Robot*.

S/D	E [MPa]	K_{prot} [MN·m ⁻³]	K_{mi} [MN·m ⁻¹]	m [kg]	f [Hz]
0	100	906	0	10,4	3,2
0,36			1		3,9
0,73			3		4,3
1,09			7		4,6
1,45			12		5,0
1,82			18		5,5
2,18			26		6,5
2,55			36		6,6

6.7. ANÁLISE DIMENSIONAL

O recurso a modelos à escala permite efetuar estudos preliminares, de modo a avaliar o comportamento de estruturas mediante condições específicas, difíceis de reproduzir numericamente. Por outro lado, simular experimentalmente a formação de cavidades de erosão e conceber proteções de modo a evitar aquelas, acarreta todas as dificuldades referidas na Secção 6.6. A determinação da frequência natural em monopilares, devido a erosões localizadas e suas proteções é uma tarefa complexa.

O foco principal destes estudos encontra-se na estrutura real, normalmente denominada protótipo na engenharia marítima, ao contrário de outras áreas da ciência, uma vez que é àquela escala e naquelas condições que pretendemos fazer a verificação de segurança dinâmica, de acordo com o intervalo indicado na Figura 2.1. Para isso precisamos de estar na posse das especificações inerentes à estrutura real, de modo a proceder aos cálculos e verificações necessárias. Na Tabela 6.17 apresentam-se as especificações da torre eólica tipo, localizada no local em estudo [19].

Tabela 6.17 – Especificações do protótipo.

Elemento	Massa [t]	Comprimento [m]
<i>Rot + Hub</i>	20	70
<i>3 Blades</i>	19.5	39
<i>Nacelle</i>	79	-
<i>Tower</i>	160	61
<i>Transition Piece</i>	200	18

No que concerne à revisão bibliográfica realizada no âmbito neste trabalho, não se identificaram análises de semelhança entre modelo e protótipo (Figura 6.9). Esta evidência constitui uma falha importante, uma vez que não se estuda o nível de precisão dos modelos escolhidos, em relação às condições que pretendem reproduzir. Neste trabalho efetua-se uma análise simplificada com as três grandezas

linearmente independentes que condicionam o cálculo da frequência natural, ou seja, rigidez, massa e comprimento.

O cenário em apreço será o de uma consola encastrada na base com as características de modelo e protótipo indicadas nas Tabelas 6.18 e 6.19. Procedeu-se ao cálculo da frequência natural em ambos os casos, considerando o sistema com um grau de liberdade e recorrendo, mais uma vez, à expressão simplificada de *Tempel*. Pela Equação (6.4), faz-se a estimativa da frequência natural no protótipo, através das condições de semelhança, desta forma via análise dimensional e verifica-se que o valor da frequência obtida foi 0,53 Hz, enquanto que pela equação de *Tempel* foi 0,56 Hz. Em primeiro lugar, os resultados obtidos permitem concluir um nível de precisão adequado. Por outro lado, estes valores encontram-se dentro do intervalo de funcionamento da turbina, o que constitui a possibilidade de colapso da estrutura. Trata-se de uma análise simplificada, uma vez que a estrutura não se encontra encastrada no fundo do mar. No entanto, proteções em enrocamento com elevada rigidez e altura significativa podem apresentar uma rigidez global muito próxima do modelo considerado nesta análise.

Tabela 6.18 – Frequência do protótipo.

<i>Massa distribuída</i> [t]	<i>Massa concentrada</i> [t]	<i>Comprimento</i> [m]	<i>Módulo de elasticidade</i> [GPa]	<i>Diâmetro</i> [m]	<i>Espessura</i> [m]	<i>Inércia</i> [m ⁴]	<i>Frequência</i> [Hz]
360	118,5	79	200	4	0,05	1,21	0,56

Tabela 6.19 – Frequência do modelo.

<i>Massa distribuída</i> [kg]	<i>Massa concentrada</i> [kg]	<i>Comprimento</i> [m]	<i>Módulo de elasticidade</i> [MPa]	<i>Diâmetro</i> [m]	<i>Espessura</i> [m]	<i>Inércia</i> [cm ⁴]	<i>Frequência</i> [Hz]
5,9	10,4	1,20	780	0,11	0,005	228	2,60

$$f_p = \frac{1778^{-1/2} \times 10,4^{1/2} \times 1,20^{3/2} \times 2,60}{(24,2 \times 10^{10})^{-1/2} \times (118,5 \times 10^3)^{1/2} \times 79^{3/2}} \equiv 0,53 \text{ Hz} \quad (6.4)$$

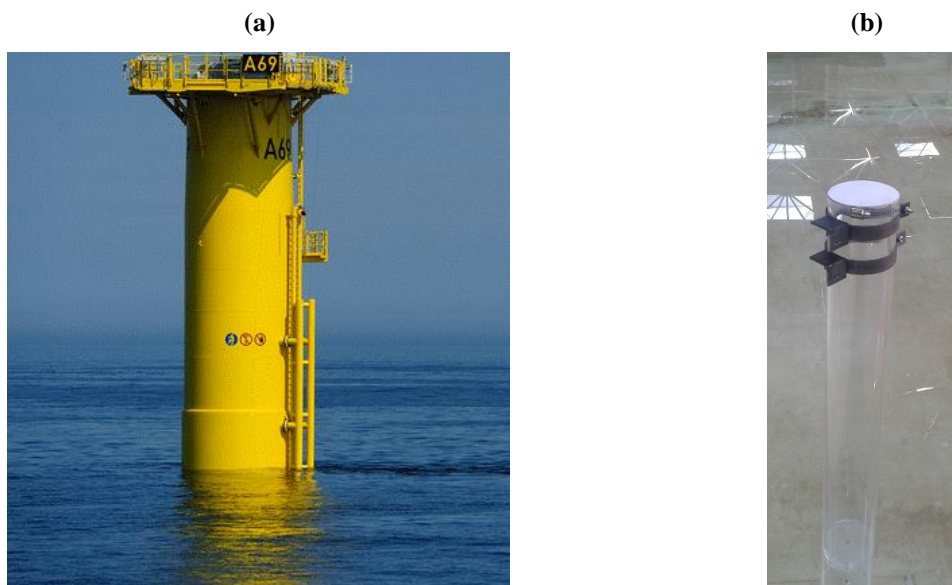


Figura 6.9 – (a) Protótipo e (b) Modelo.

7

CONCLUSÕES

Neste trabalho avaliou-se o impacto que as erosões localizadas e suas proteções produzem na frequência natural de vibração de um modelo de uma torre eólica *offshore* à escala reduzida. Na componente experimental procurou-se compreender o impacto que o solo, as erosões localizadas e suas proteções têm nas frequências observadas. Na componente numérica modelou-se o sistema estrutural com elemento discretos e contínuos, tendo em vista o cálculo da frequência natural de vibração do sistema.

No estudo das erosões localizadas considerou-se a ação das ondas, de acordo com os valores registados no mar do Norte, devidamente escalados. A geração de correntes marítimas não foi realizada, devido às características da instalação estabelecida para as ondas. Desta forma, a profundidade da cavidade de erosão ficou abaixo do esperado. Em relação às proteções, apenas se testou uma única configuração, devido ao tempo disponível, sendo que aquela falhou do ponto de vista hidrodinâmico.

Os registos das frequências naturais efetuados previamente, tendo em vista o estudo de sensibilidade daquela variável com a altura de areia e proteção foram bem-sucedidos. Observou-se uma tendência de descida da frequência natural com o incremento de massa e uma subida com o aumento de rigidez da fundação. Em relação ao fenómeno de massa adicionada em torno da estrutura, devido à presença de água, não se verificaram alterações significativas na frequência natural.

O monopilar usado nos ensaios experimentais, para além de ter irregularidades geométricas, é constituído por três peças, que não garantem uma ligação monolítica. Na modelação numérica utilizou-se a rigidez média generalizada daquele elemento, sendo que este valor foi obtido a partir de um número reduzido de observações experimentais. A variação da frequência natural com o grau de compactação da areia foi pouco pronunciada, ao contrário do esperado. A razão para o sucedido está relacionada com o facto de a esbelteza do modelo ser mais reduzida, ao contrário do protótipo. A escolha de um modelo com esbelteza superior também seria importante para o estudo de mais graus de liberdade dinâmicos.

Foi possível modelar o conjunto areia e monopilar com um elevado nível de discretização. As frequências naturais obtidas numericamente nos modelos discreto e contínuo encontram-se muito próximas. As propriedades mecânicas da areia em ambos os modelos referidos seguiram a abordagem das normas *API*. Esta escolha deve-se, por um lado à dificuldade em controlar as características da areia utilizada, por outro toda a logística e tempo necessários para realizar ensaios de caracterização do solo.

Ao nível da modelação do monopilar com cavidade de erosão, verifica-se uma descida da frequência natural com o aumento da cavidade, tal como em outros estudos sobre esta matéria. Relativamente ao caso do monopilar com proteção face à erosão, verifica-se uma taxa de crescimento mais evidente da frequência natural com a altura da camada, o que se explica pela diferença entre o módulo de elasticidade da brita e da areia. Isto justifica estudos futuros, com maior detalhe, sobre esta questão das proteções, frequentemente estudadas do ponto de vista hidrodinâmico, mas pouco estudadas do ponto de vista da análise estrutural.

As frequências naturais obtidas no modelo e no protótipo através da análise dimensional para o monopilar fixo, encontram-se muito próximas, o que nos leva a concluir que a flutuação do valor da rigidez do modelo é reduzida.

As recomendações para trabalhos futuros são as seguintes:

- Proceder à geração de correntes no tanque de ondas, tendo em vista a formação de maiores cavidades de erosão;
- Considerar proteções com alturas variadas e efetuar testes com ondas e correntes simultaneamente;
- Sugere-se adoção de escalas superiores, de forma a controlar erros de escala, nomeadamente a questão da massa adicionada;
- Escolher um monopilar contínuo de secção constante, com esbelteza superior, de forma a que a frequência natural varie de forma mais pronunciada com a rigidez do solo;
- Estabelecer a relação entre a altura das proteções e a frequência natural da estrutura, para a análise contínua no *ANSYS*;
- Realizar ensaios de caracterização da areia usada nos ensaios laboratoriais e estabelecer a relação entre os parâmetros daqui resultantes e os considerados na norma *API*;
- Entrar com a rigidez da fundação na análise dimensional e verificar se com proteções a frequência natural da estrutura iguala a frequência de funcionamento da turbina, ou verificar para que altura de proteção se atinge aquela frequência;
- Fazer os mesmos estudos, mas considerando siltes ou argilas como solos de fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] E. Commission, "Climate Action - Global Warming," 2017. [Online]. Available: https://ec.europa.eu/clima/change/causes_en. [Accessed: 01-May-2017].
- [2] "The EU's Russia sanctions - Small carrot, medium stick," *The Economist*, 2017. .
- [3] E. Commission, "Supplier countries," *Energy*, 2017. .
- [4] W. Europe, "Wind in Power," 2017.
- [5] EDP Energias de Portugal, "Reforços de Potência," 2017. [Online]. Available: http://www.a-nossa-energia.edp.pt/centros_produtores/empreendimento_type.php?e_type=rp. [Accessed: 01-May-2017].
- [6] W. Europe, "A statement from the offshore wind ports," 2017.
- [7] P. Durães, "BotaPróMonte," *Parque Eólico da Terra Fria*, 2015. [Online]. Available: <http://botapromonte.blogspot.pt/2015/02/as-torres-do-nosso-descontentamento-por.html>.
- [8] E.ON Climate & Renewables, "Offshore Wind Energy Factbook," 2011.
- [9] W. Europe, "The European offshore wind industry," 2017.
- [10] E. & R. LHNE, "Offshore Wind Turbine Foundations."
- [11] E. M. O. and D. Network, "Bathymetry," 2017. [Online]. Available: <http://www.emodnet-bathymetry.eu/>. [Accessed: 20-Jul-2005].
- [12] R. J. S. Whitehouse, J. M. Harris, J. Sutherland, and J. Rees, "The nature of scour development and scour protection at offshore windfarm foundations," *Mar. Pollut. Bull.*, vol. 62, pp. 73–88, 2011.
- [13] T. Ferradosa and F. Taveira-Pinto, "A start for risk analysis application to scour dynamical protection systems for offshore foundations optimization," in *1st Doctoral Congress in Engineering*, 2015, pp. 1–2.
- [14] C. LeBlanc, "Design of Offshore Wind Turbine Support Structures: Selected topics in the field of geotechnical engineering," Aalborg Universitet, Denmark, 2009.
- [15] M. de M. Fernandes, *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica Vol. 2*. Porto, Portugal: FEUP Edições, 2011.
- [16] DNV.GL, "DNVGL-ST-0126 : Support structures for wind turbines," 2016.
- [17] K. Friedrich and M. Lukas, "History of Wind Energy and an Outlook for the Future," in *Springer Proceedings in Energy*, 2017, pp. 401–418.
- [18] V. M. J. Maia, "Análise e Dimensionamento de Torre Eólica Offshore : Estudo Paramétrico," FEUP, Porto, Portugal, 2009.
- [19] O. B. Leite, "Review of Design Procedures for Monopile Offshore Wind Structures," FEUP, Porto, Portugal, 2015.
- [20] J. van der Tempel, M. B. Zaaijer, and H. Subroto, "The effects of Scour on the design of offshore wind turbines," in *Proceedings of the 3rd International Conference on Marine Renewable Energy*, 2004, no. 2000, pp. 27–35.
- [21] L. De Vos, J. De Rouck, P. Troch, and P. Frigaard, "Empirical design of scour protections around monopile foundations. Part 2: Dynamic approach," *Coast. Eng.*, vol. 58, pp. 540–553, 2011.
- [22] C. Matutano, V. Negro, J.-S. López-Gutiérrez, and M. D. Esteban, "Scour prediction and scour protections in offshore wind farms," *Renew. Energy*, vol. 57, pp. 358–365, 2013.

- [23] L. De Vos, J. De Rouck, P. Troch, and P. Frigaard, "Empirical design of scour protections around monopile foundations. Part 2: Dynamic approach," *Coast. Eng.*, vol. 60, no. 1, pp. 286–298, 2012.
- [24] M. Damgaard, L. V. Andersen, and L. B. Ibsen, "Dynamic response sensitivity of an offshore wind turbine for varying subsoil conditions," *Ocean Eng.*, vol. 101, pp. 227–234, 2015.
- [25] S. Peder Hyldal Sørensen and L. Bo Ibsen, "Assessment of foundation design for offshore monopiles unprotected against scour," *Ocean Eng.*, vol. 63, pp. 17–25, 2013.
- [26] L. J. Prendergast, D. Hester, K. Gavin, and J. J. O'Sullivan, "An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour," *J. Sound Vib.*, vol. 332, no. 25, pp. 6685–6702, 2013.
- [27] L. J. Prendergast, K. Gavin, and P. Doherty, "An investigation into the effect of scour on the natural frequency of an offshore wind turbine," *Ocean Eng.*, vol. 101, pp. 1–11, 2015.
- [28] L. J. Prendergast, K. Gavin, and C. Reale, "Sensitivity Studies on Scour Detection Using Vibration-based Systems," in *Transportation Research Procedia*, 2016, vol. 14, pp. 3982–3989.
- [29] T. Bao, R. Andrew Swartz, S. Vitton, Y. Sun, C. Zhang, and Z. Liu, "Critical insights for advanced bridge scour detection using the natural frequency," *J. Sound Vib.*, vol. 386, pp. 116–133, 2017.
- [30] L. Q. Yu *et al.*, "Long-term dynamic behavior of monopile supported offshore wind turbines in sand," *Theor. Appl. Mech. Lett.*, vol. 5, no. 2, pp. 80–84, 2015.
- [31] R. Shirzadeh, C. Devriendt, M. A. Bidakhvidi, and P. Guillaume, "Experimental and computational damping estimation of an offshore wind turbine on a monopile foundation," *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, vol. 120, pp. 96–106, 2013.
- [32] J. van der Tempel, "Design of Support Structures for Offshore Wind Turbines," Delft University of Technology, 2006.
- [33] H. Branco, "Colapsos de pontes: Lições aprendidas," Universiade Nova de Lisboa, Portugal, 2013.
- [34] H. Ma, J. Yang, and L. Chen, "Numerical analysis of the long-term performance of offshore wind turbines supported by monopiles," *Ocean Eng.*, vol. 136, pp. 94–105, 2017.
- [35] P. Cuéllar, P. Mira, M. Pastor, J. A. Fernández Merodo, M. Baeßler, and W. Rücker, "A numerical model for the transient analysis of offshore foundations under cyclic loading," *Comput. Geotech.*, vol. 59, pp. 75–86, 2014.
- [36] S. Jalbi, S. Masoud, and S. Bhattacharya, "Chapter 16: Practical Method to Estimate Foundation Stiffness for Design of Offshore Wind Turbines," in *Wind Energy Engineering: A Handbook for Onshore and Offshore Wind Turbines*, 2017, pp. 1–20.
- [37] DNV, "DNV-OS-J101 Design of Offshore Wind Turbine Structures." pp. 212–214, 2014.
- [38] K. Porter, R. Simons, J. M. Harris, and T. Ferradosa, "Scour development in complex sediment beds," *Coast. Eng.*, pp. 1–9, 2012.
- [39] W. D. Guo, *Theory and Practice of Pile Foundation*. CRC Press - Taylor & Francis Group, 2013.
- [40] H. N. C. Breusers, G. Nicollet, and H. W. Shen, "Local scour around cylindrical piers," *J. Hydraul. Res.*, vol. 15, no. 3, pp. 211–252, 1977.
- [41] U. Zanke, "Scours at piles in steady flow and under the influence of waves." University of Hannover, Hannover, Germany, 1982.
- [42] B. W. Melville and A. J. Sutherland, "Design Method for Local Scour at Bridge Piers," *J. Hydraul. Eng.*, vol. 114, pp. 1210–1226, 1988.
- [43] B. M. Sumer, N. Christiansen, and J. Fredsoe, "Time Scale of Scour Around a Vertical Pile," in *2nd International Offshore and Polar Engineers*, 1992.
- [44] J. R. Richardson, E. V. Richardson, and B. L. Edge, "Bridge Scour in the Coastal Region," in *Proceedings of the 4th International Bridge Conference*, 1995.
- [45] B. M. Sumer and J. Fredsoe, "Scour around Pile in Combined Waves and Current," *J. Hydraul. Eng.*, vol. 127, no. 5, pp. 403–411, 2001.
- [46] U. C. E. Zanke, T.-W. Hsu, A. Roland, O. Link, and R. Diab, "Equilibrium scour depths around piles in nonchoesive sediments under currents and waves," *Coast. Eng.*, vol. 58, pp. 986–991, 2011.

- [47] J. Fredsoe and R. Deigaard, "Mechanics of Coastal Sediment Transport," in *Journal of Fluid Mechanics*, vol. 296, Cambridge University Press, 1992, pp. 1–408.
- [48] J. D. N. Group, "Offshore WIND International Business Guide," *Business Guide*, 2017. .
- [49] R. C. de Barros, "First Order Heave Response of a Free Floating Spar Buoy in a Random Seaway," in *Computational Methods in Engineering and Science*, 1999, p. 11.
- [50] P. X. Ramos, A. M. Bento, R. Maia, and J. P. Pêgo, "Characterization of the scour cavity evolution around a complex bridge pier," *J. Appl. Water Eng. Res.*, pp. 1–10, 2015.
- [51] M. Castro, "Apontamentos de Estruturas Metálicas e Mistas." Porto, Portugal, 2015.
- [52] R. W. Clough and J. Penzien, *Dynamics of Structures*. 1993.
- [53] A. Arêde, "Apontamentos Dinâmica de Estruturas." Porto, Portugal, 2013.
- [54] Á. Azevedo, "Método dos Elementos Finitos." Porto, Portugal, 2003.
- [55] L. Arany, S. Bhattacharya, S. Adhikari, S. J. Hogan, and J. H. G. Macdonald, "An analytical model to predict the natural frequency of offshore wind turbines on three-spring flexible foundations using two different beam models," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 74, pp. 40–45, 2015.
- [56] R. C. de Barros, "Introdução ao Método dos Elementos Finitos (M.E.F.)." Porto, Portugal, pp. 1–32, 2006.
- [57] D. Lombardi, S. Bhattacharya, and D. Muir Wood, "Dynamic soil-structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 49, pp. 165–180, 2013.
- [58] M. de M. Fernandes, *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Vol. 1*, 3ª Edição. Porto, Portugal: FEUP Edições, 2012.
- [59] A. P. I. API, "Recommended Practice for Planning , Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms — Working Stress Design." p. 242, 200AD.
- [60] J. Velarde, "Design of monopile foundations to support the DTU 10MW wind turbine," 2016.
- [61] J. M. de Campos, *Notas para o Estudo da Mecânica dos Fluidos*, 1ª Edição. Porto, Portugal: FEUP Edições, 2013.
- [62] J. H. den Boon *et al.*, "Scour Behaviour and Scour Protection for Monopile Foundations of Offshore Wind Turbines." pp. 1–14, 2004.
- [63] "Record-low bids in offshore wind power should make policy makers rethink post-2020 ambition levels," *Wind Energy & Electric Vehicle Review*, 2017. .
- [64] C. W. B. Grigson, "Nikuradse's experiment," *AIAA J.*, vol. 22, no. 7, pp. 999–1001, 1984.
- [65] P. Costa and S. Cardoso, "Fundações e Estruturas de Suporte - Dimensionamento de Fundações por Estacas." Porto, Portugal, pp. 1–101, 2015.
- [66] N. M. Newmark and E. A. Rosenblueth, *Fundamentals of Earthquake Engineering*. 1971.
- [67] Y. Zhang, K. H. Andersen, and G. Tedesco, "Ultimate bearing capacity of laterally loaded piles in clay - Some practical considerations," *Mar. Struct.*, vol. 50, pp. 260–275, 2016.
- [68] L. Baelus, P. Troch, N. Loosveldt, K. Vannieuwenhuyse, L. de Vos, and A. Bolle, "Extended Validation of Dynamic Design Formula for Scour Protection Around Monopiles," in *4th International Conference on the Application of Physical Modelling to Port & Costal Protection*, 2012, pp. 45–46.
- [69] R. C. de Barros, "Condensação Estática de Graus de Liberdade." Porto, Portugal, pp. 1–3, 2005.

9

ANEXO A

Tabela A.1 – Frequências naturais do monopilar fixo na base.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	7,65	7,40
		2	7,15	
	Transversal	3	7,93	7,68
		4	7,43	
11,2	Longitudinal	5	3,36	3,40
		6	3,45	
		7	3,39	
	Transversal	8	3,38	3,70
		9	3,94	
		10	3,79	
16,3	Longitudinal	11	2,69	2,73
		12	2,75	
		13	2,74	
	Transversal	14	2,92	2,85
		15	2,84	
		16	2,78	

Tabela A.2 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com altura de água de 20 cm.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	7,33	7,23
		2	7,11	
		3	7,24	
	Transversal	4	8,43	7,91
		5	8,11	
		6	8,18	
11,2	Longitudinal	7	3,50	3,64
		8	3,67	
		9	3,74	
	Transversal	10	3,91	3,82
		11	3,61	
		12	3,94	
16,3	Longitudinal	13	2,76	2,71
		14	2,63	
		15	2,74	
	Transversal	16	2,90	2,96
		17	2,91	
		18	3,08	
21,1	Longitudinal	19	2,01	2,05
		20	2,10	
		21	2,03	
	Transversal	22	2,13	2,07
		23	2,03	
		24	2,04	

Tabela A.3 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com altura de areia de 20 cm.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	7,29	7,42
		2	7,64	
		3	7,34	
	Transversal	4	8,82	8,45
		5	8,75	
		6	7,77	
11,2	Longitudinal	7	4,45	4,18
		8	4,15	
		9	3,95	
	Transversal	10	3,85	4,63
		11	4,96	
		12	5,07	
16,3	Longitudinal	13	3,20	3,41
		14	3,48	
		15	3,55	
	Transversal	16	4,13	4,18
		17	4,14	
		18	4,26	
21,1	Longitudinal	19	2,58	2,58
		20	2,58	
		21	2,58	
	Transversal	22	3,05	3,03
		23	3,10	
		24	2,95	

Tabela A.4 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com altura de areia de 40 cm.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	11,84	12,58
		2	12,23	
		3	13,68	
	Transversal	4	12,52	13,88
		5	14,84	
		6	14,28	
11,2	Longitudinal	7	6,57	6,44
		8	6,11	
		9	6,64	
	Transversal	10	6,69	6,74
		11	7,11	
		12	6,41	
16,3	Longitudinal	13	5,00	5,24
		14	5,56	
		15	5,16	
	Transversal	16	5,35	5,22
		17	5,41	
		18	4,89	
21,1	Longitudinal	19	3,71	3,79
		20	3,73	
		21	3,94	
	Transversal	22	3,87	3,85
		23	3,81	
		24	3,86	

Tabela A.5 – Frequências naturais do monopilar fixo na base com alturas de areia e água de 40 cm.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	13,658	14,82
		2	14,582	
		3	16,234	
	Transversal	4	13,665	14,19
		5	13,979	
		6	14,933	
11,2	Longitudinal	7	7,910	7,81
		8	7,860	
		9	7,648	
	Transversal	10	8,280	8,22
		11	8,353	
		12	8,021	
16,3	Longitudinal	13	6,067	6,06
		14	6,121	
		15	5,987	
	Transversal	16	6,370	6,35
		17	6,300	
		18	6,376	
21,1	Longitudinal	19	4,305	4,90
		20	4,158	
		21	4,230	
	Transversal	22	4,421	4,44
		23	4,378	
		24	4,511	

Tabela A.6 - Frequências naturais do monopilar fixo na base com alturas de areia de 40 cm e água de 55 cm.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	13,207	13,76
		2	14,093	
		3	13,979	
	Transversal	4	12,907	13,25
		5	13,577	
		6	13,270	
11,2	Longitudinal	7	7,747	7,63
		8	7,449	
		9	7,693	
	Transversal	10	7,900	7,92
		11	8,043	
		12	7,819	
16,3	Longitudinal	13	5,912	5,86
		14	5,863	
		15	5,797	
	Transversal	16	6,152	6,029
		17	5,934	
		18	6,001	
21,1	Longitudinal	19	4,432	4,38
		20	4,380	
		21	4,336	
	Transversal	22	4,310	4,369
		23	4,413	
		24	4,384	

Tabela A.7 – Frequências naturais para erosões localizadas após 5000 ondas.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	13,592	14,23
		2	14,528	
		3	14,576	
	Transversal	4	13,753	13,54
		5	13,584	
		6	13,279	
11,2	Longitudinal	7	7,281	8,33
		8	7,783	
		9	9,938	
	Transversal	10	7,304	7,01
		11	6,695	
		12	7,025	
16,3	Longitudinal	13	5,478	5,54
		14	5,639	
		15	5,510	
	Transversal	16	4,987	5,03
		17	5,101	
		18	5,011	
21,1	Longitudinal	19	4,032	3,95
		20	3,877	
		21	3,938	
	Transversal	22	4,006	3,95
		23	4,077	
		24	3,772	

Tabela A.8 – Frequências naturais para erosões localizadas após 3000 ondas.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	13,501	13,94
		2	13,813	
		3	14,516	
	Transversal	4	14,288	14,78
		5	14,431	
		6	15,609	
11,2	Longitudinal	7	7,565	7,79
		8	8,018	
		9	7,794	
	Transversal	10	7,827	7,94
		11	7,911	
		12	8,091	
16,3	Longitudinal	13	6,094	6,00
		14	5,728	
		15	6,183	
	Transversal	16	6,386	6,14
		17	6,221	
		18	5,800	
21,1	Longitudinal	19	4,231	4,21
		20	4,253	
		21	4,160	
	Transversal	22	4,188	4,47
		23	4,770	
		24	4,439	

Tabela A.9 - Frequências naturais para erosões localizadas após 3000 ondas com proteção.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	14,813	14,49
		2	14,503	
		3	14,168	
	Transversal	4	14,554	14,33
		5	13,952	
		6	14,495	
11,2	Longitudinal	7	7,688	7,77
		8	7,881	
		9	7,730	
	Transversal	10	7,884	7,84
		11	7,664	
		12	7,979	
16,3	Longitudinal	13	5,977	5,99
		14	5,994	
		15	5,998	
	Transversal	16	6,217	6,19
		17	6,233	
		18	6,121	
21,1	Longitudinal	19	4,238	4,28
		20	4,337	
		21	4,271	
	Transversal	22	4,487	4,46
		23	4,474	
		24	4,413	

Tabela A.10 – Frequências naturais para proteção peneirada com altura $h = 2 \times D_{50}$.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	15,166	14,49
		2	15,421	
		3	14,871	
	Transversal	4	17,520	14,33
		5	15,536	
		6	15,474	
11,2	Longitudinal	7	7,647	7,77
		8	7,800	
		9	7,685	
	Transversal	10	7,994	7,84
		11	7,792	
		12	7,994	
16,3	Longitudinal	13	5,927	5,99
		14	5,578	
		15	5,754	
	Transversal	16	6,152	6,19
		17	5,877	
		18	5,709	
21,1	Longitudinal	19	4,129	4,28
		20	4,205	
		21	4,185	
	Transversal	22	4,329	4,46
		23	4,520	
		24	4,231	

Tabela A.11 – Frequências naturais para proteção bruta com altura $h = 2 \times D_{50}$.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	12,877	12,98
		2	12,975	
		3	13,089	
	Transversal	4	15,372	15,46
		5	15,362	
		6	15,634	
11,2	Longitudinal	7	7,266	7,58
		8	7,652	
		9	7,825	
	Transversal	10	7,339	7,67
		11	7,582	
		12	8,078	
16,3	Longitudinal	13	5,673	5,72
		14	5,908	
		15	5,591	
	Transversal	16	6,446	6,27
		17	6,140	
		18	6,217	
21,1	Longitudinal	19	4,058	4,21
		20	4,232	
		21	4,353	
	Transversal	22	4,560	4,65
		23	4,592	
		24	4,804	

Tabela A.12 – Frequências naturais para proteção peneirada com altura $h = 4 \times D_{50}$.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	15,307	15,17
		2	15,377	
		3	14,817	
	Transversal	4	15,944	15,99
		5	15,589	
		6	16,433	
11,2	Longitudinal	7	7,727	7,70
		8	7,575	
		9	7,807	
	Transversal	10	7,834	7,71
		11	7,746	
		12	7,539	
16,3	Longitudinal	13	5,872	5,93
		14	6,031	
		15	5,882	
	Transversal	16	6,313	6,16
		17	6,305	
		18	5,864	
21,1	Longitudinal	19	4,431	4,22
		20	4,103	
		21	4,111	
	Transversal	22	4,451	4,52
		23	4,524	
		24	4,591	

Tabela A.13 - Frequências naturais para proteção bruta com altura $h = 4 \times D_{50}$.

<i>Massa [kg]</i>	<i>Direção</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Frequência média [Hz]</i>
5,9	Longitudinal	1	15,455	15,86
		2	15,226	
		3	16,899	
	Transversal	4	17,648	17,42
		5	16,960	
		6	17,666	
11,2	Longitudinal	7	8,315	8,08
		8	8,184	
		9	7,754	
	Transversal	10	8,339	8,50
		11	8,646	
		12	8,519	
16,3	Longitudinal	13	6,121	6,15
		14	6,097	
		15	6,239	
	Transversal	16	6,457	6,40
		17	6,384	
		18	6,349	
21,1	Longitudinal	19	4,386	5,14
		20	4,689	
		21	4,344	
	Transversal	22	4,740	4,60
		23	4,556	
		24	4,492	

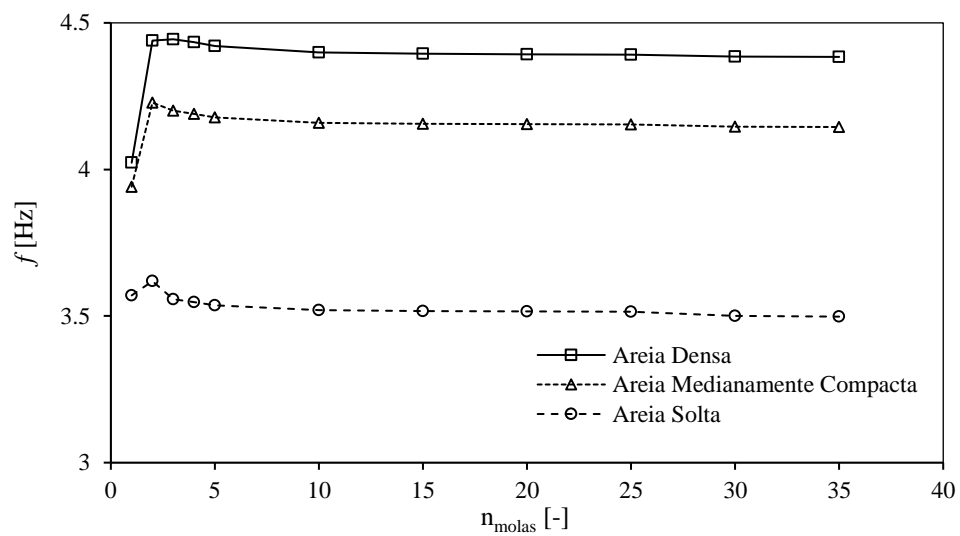


Figura A.1 – Monopilar duplamente apoiado na base.

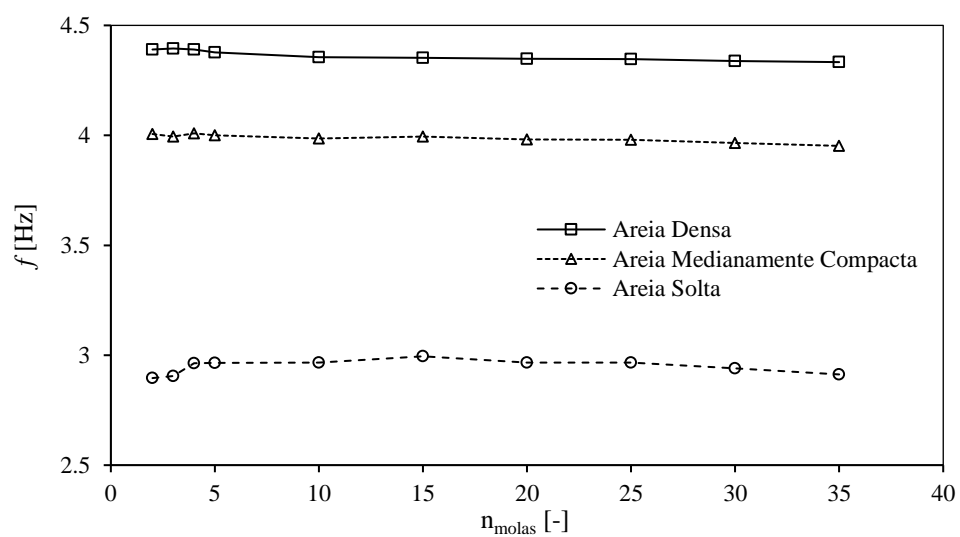


Figura A.2 – Monopilar simplesmente apoiado na base.